

M E C A N I C A D E S U E L O S

P R O G R A M A

DIA	H O R A	T E M A	E X P O S I T O R
10-VI-85	9 a 13 hrs 15 a 19	INTRODUCCION	ING. GABRIEL MORENO P.
11-VI-85	9 a 13 15 a 19	ORIGEN Y FORMACION DE LOS SUELOS EXPLORACION Y MUESTREO	ING. FELIPE CANCINO ING. JORGE FOSADO ING. RUBEN B. REYES
12-VI-85	9 a 13 15 a 19	COMPACTACION PLANTEAMIENTOS TEORICOS REALIZACION DE PRUEBAS EQUIPOS USADOS PRUEBAS DE CAMPO	ING. FRANCISCO ZAMORA M. " " " ING. MIGUEL POZAS (ESPECIE DE MESA REDONDA PARA PREPARAR LA ULTIMA SESION. ZAMORA Y POZAS)
13-VI-85	9 a 13 15 a 19	PRUEBAS DE LABORATORIO Y DE CAMPO	ING. RICARDO PADILLA ING. FELIPE CANCINO
14-VI-85	9 a 13	TRATAMIENTO DE SUELOS MESA REDONDA	ING. HECTOR SANGINES ING. FRANCISCO ZAMORA M. ING. HECTOR SANGINES

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

1

CURSO: "MECANICA DE SUELOS"

FECHA: DEL 10 AL 14 DE JUNIO DE 1985.

		DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION).	PUNTUALIDAD
CONFERENCISTA					
1.	ING. GABRIEL MORENO PECERO.				
2.	ING. FELIPE CANCINO				
3.	ING. JORGE FOSADO.				
4.	ING. RUBEN B. REYES				
5.	ING. FRANCISCO ZAMORA M.				
6.	ING. MIGUEL POZAS				
7.	ING. RICARDO PADILLA				
8.	ING. HECTOR SANGINES.				
9.					
ESCALA DE EVALUACION : 1 o 10					

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

SU EVALUACION SINCERA NOS AYUDARA A MEJORAR LOS PROGRAMAS POSTERIORES QUE DISEÑAREMOS PARA USTED.

CURSO: "MECANICA DE SUELOS".

FECHA: DEL 10 AL 14 DE JUNIO DE 1985.

	TEMA	ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA
1	INTRODUCCION				
2	ORIGEN Y FORMACION DE LOS SUELOS				
3	EXPLORACION Y MUESTREO				
4	COMPACTACION				
5	PLANTEAMIENTOS TEORICOS				
6	REALIZACION DE PRUEBAS. EQUIPOS USADOS. PRUEBAS DE CAMPO				
7	PRUEBAS DE LABORATORIO Y DE CAMPO				
8	TRATAMIENTO DE SUELOS.				

ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10

EVALUACION DEL CURSO

③

CONCEPTO		EVALUACION
1.	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS	
2.	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS	
3.	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO CON EL CURSO	
4.	CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
5.	CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO	
6.	CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CURSO	
7.	GRADO DE MOTIVACION LOGRADO CON EL CURSO	

ESCALA DE EVALUACION DE 1 A 10

1. ¿Qué le pareció el ambiente en la División de Educación Continua?

MUY AGRADABLE	AGRADABLE	DESAGRADABLE

2. Medio de comunicación por el que se enteró del curso:

PERIODICO EXCELSIOR ANUNCIO TITULADO DE VISION DE EDUCACION CONTINUA	PERIODICO NOVEDADES ANUNCIO TITULADO DE VISION DE EDUCACION CONTINUA	FOLLETO DEL CURSO

CARTEL MENSUAL	RADIO UNIVERSIDAD	COMUNICACION CARTA, TELEFONO, VERBAL, ETC.

REVISTAS TECNICAS	FOLLETO ANUAL	CARTELERA UNAM "LOS UNIVERSITARIOS HOY"	GACETA UNAM

3. Medio de transporte utilizado para venir al Palacio de Minería:

AUTOMOVIL PARTICULAR	METRO	OTRO MEDIO

4. ¿Qué cambios haría usted en el programa para tratar de perfeccionar el curso?

5. ¿Recomendaría el curso a otras personas?

SI	NO

6. ¿Qué cursos le gustaría que ofreciera la División de Educación Continua?

7. La coordinación académica fue:

EXCELENTE	BUENA	REGULAR	MALA

8. Si está interesado en tomar algún curso intensivo ¿Cuál es el horario más conveniente para usted?

LUNES A VIERNES DE 9 A 13 H. Y DE 14 A 18 H. (CON COMIDAS)	LUNES A VIERNES DE 17 A 21 H.	LUNES, MIÉRCOLES Y VIERNES DE 18 A 21 H.	MARTES Y JUEVES DE 18 A 21 H.

VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 A 14 H.	VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 A 13 Y DE 14 A 18 H.	O T R O

9. ¿Qué servicios adicionales desearía que tuviese la División de Educación Continua, para los asistentes?

10. Otras sugerencias:



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

M E C A N I C A D E S U E L O S

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

M. EN E. GABRIEL MORENO PECERO.

JUNIO , 1985.

CIMENTACIONES

GABRIEL MORENO PECERO.

INTRODUCCION.

El objeto fundamental de esta Introducción es tratar de conocer y en lo posible homogenizar, las necesidades de los asistentes al curso en relación al tema del mismo; CIMENTACIONES; pues al hacerlo, la didáctica se facilita y, consecuentemente es fácil lograr la transmisión de las ideas. En principio se considera, y así se ha enfocado el curso, que son dos los temas que interesan fundamentalmente, a saber:

Diseño de las Cimentaciones.

Procedimientos de Construcción.

La razón de esta consideración es que el ingeniero que de alguna manera está más relacionado con las cimentaciones, lo hace básicamente porque tiene la responsabilidad de proponer y/o supervisar los procedimientos de construcción o bien porque diseña estructuralmente las mismas.

Obviamente, para poder adentrarse, con mayor éxito, en cada uno de los temas fundamentalmente se requiere el comentar algunos otros, y así se ha elaborado el siguiente temario del curso.

INTRODUCCION.

A cargo de Gabriel Moreno Pecero.

-ESTUDIOS PREVIOS.

Para poder determinar el tipo de cimentación requerido, indicar sus características geométricas y la forma de construirla, será necesario conocer el terreno que servirá de apoyo surgiendo entonces la necesidad de hacer una serie de ESTUDIOS PREVIOS los que se presentarán a consideración de los asistentes al curso y se discutirán. La exposición de esta parte del curso será hecha por Manuel Jara López

-CLASIFICACION DE CIMENTACIONES.- SELECCION.

Con base en el conocimiento de las diferentes características del suelo y conociendo también las de la estructura que se apoyará sobre él se procederá a seleccionar el tipo de cimentación más conveniente. La selección se hará de entre los diferentes tipos que usualmente se emplean, los que previamente se detallaran. Será Juan Jacobo Schmitter Martín del Campo, el encargado de llevar la exposición de este tema del curso, tan interesante y tan importante.

-ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA.

Como ha quedado determinado durante la presentación del tema anterior, uno de los factores del suelo de apoyo, que influyen notablemente en la selección del tipo de cimentación es el conocimiento de su llamada capacidad, de carga, tanto a la falla como admisible. Siendo este

tema tan importante, se tratará de actualizarlo, comentando los resultados obtenidos últimamente. Será el ing Celso Barrera, quien tendrá a su cargo la exposición.

-ANÁLISIS DE DEFORMACIONES EN EL SUELO DE APOYO.

La deformación volumétrica y por cambio de forma que experimente el suelo de apoyo, por la aparición de esfuerzos generados con la acción de las estructuras que en él se apoyan, es otra de las características que se manejan para hacer la selección y después el diseño de la cimentación. La magnitud y la rapidez de la deformación y también la magnitud de las deformaciones diferenciales son factores que se requiere conocer para diseñar estructuralmente la cimentación, serán todos estos detalles analizados en la exposición que hará José Springall Karam.

-INTERACCIÓN ESTRUCTURA-SUELO.

Como se anotó en el tema anterior, serán las deformaciones del suelo una de las características por analizar; sin embargo, tal análisis deberá hacerse tomando en cuenta no sólo la deformabilidad del suelo de apoyo bajo la acción de los esfuerzos impuestos por la estructura, sino la deformabilidad, o lo que es lo mismo la rigidez de la propia estructura que deberá ser congruente con la del suelo de apoyo, pero teniendo en cuenta que la estructura que se diseñe y construya cumpla con las

características de toda obra de ingeniería: economía con funcionalidad y seguridad.

Es decir la magnitud y en cierta forma la rapidez de las deformaciones del suelo dependerá de: la naturaleza deformable del suelo de apoyo, de la magnitud de las sobrecargas impuestas por la estructura, de las dimensiones y forma de las áreas de apoyo y, a su vez, la magnitud de las sobrecargas impuestas por la estructura será función de la rigidez de ella, que dependerá de las dimensiones de los elementos estructurales y de la naturaleza de los materiales que constituyen a esos elementos estructurales, o sea en resumen, el ingeniero tiene a su disposición el poder manejar más variables y, de su ingenioso manipuleo, puede lograr la cimentación óptima, o sea la que reúna simultáneamente seguridad, funcionalidad y economía. Este interesante tema de perspectivas ventajosas será expuesto por Agustín Demeghi Colina.

-DISEÑO ESTRUCTURAL.

Con todos los antecedentes logrados mediante la exposición de los temas anteriormente mencionados se entra al llamado DISEÑO ESTRUCTURAL, cuyo nombre indica su objetivo y del que será responsable Raúl Granados.

-PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN.

Hecho ya el Diseño Estructural de la cimentación, se

procede a seleccionar el procedimiento de construcción adecuado, para lo cual obviamente deberán conocerse los que hasta ahora se han empleado. En realidad, desde la determinación de la capacidad de la carga del suelo de apoyo y de la magnitud y rapidez de la deformación del mismo, se tiene que venir delineando el procedimiento de construcción, de manera que la selección ya está un tanto dirigida. La explicación detallada de los procedimientos de construcción usuales en cimentaciones superficiales, profundas y especiales, estará a cargo de Luis Bernardo Rodríguez y de Ricardo Sánchez Bringas.

-CONCLUSIONES Y EVALUACION.

Al término del curso, se hace necesario obtener una serie de conclusiones, que permitan afianzar los conocimientos adquiridos de tipo general y fundamental, de manera que ellos marquen la trascendencia del curso; este será el objetivo de la última reunión.

CONCEPTOS BASICOS.

Con la idea de lograr la homogenización de los asistentes al curso, en cuanto a algunos conocimientos de Mecánica de Suelos, se procede a continuación a exponerlos.

En primer lugar, conviene hacer consideraciones acerca de cuáles conocimientos requiere tener el ingeniero para aplicar adecuadamente la Mecánica de los Suelos. Para

esto basta con pensar en qué preguntas se ocurren hacer cuando se tiene necesidad de resolver algún problema que tenga que ver con la Mecánica de Suelos. La primera pregunta que surge es obviamente ¿qué suelo se tiene? y para responderla es necesario conocer a los suelos en cuanto a sus propiedades físicas y mecánicas y este es precisamente el objetivo que se persigue con la exposición del segundo tema, denominado ESTUDIOS PREVIOS.

Una vez determinado el tipo de suelo, o por mejor decir, conocido el suelo que interviene en el caso en cuestión, surgen preguntas tales como: ¿qué capacidad de carga tiene? ¿qué magnitud y qué rapidez tendrá la deformación que se produzca?. Estas preguntas deberán ser contestadas empleando las teorías que al respecto existen, por lo tanto surge como necesario el conocimiento de las TEORIAS de la Mecánica de Suelos, básicamente de sus hipótesis, ya que la pregunta que realmente hay que contestar es ¿cuál teoría es la aplicable?

Los temas ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA, ANALISIS DE DEFORMACIONES, INTERACCION ESTRUCTURA-SUELO y en cierto modo DISEÑO ESTRUCTURAL son los representativos del conocimiento teórico que tiene que tener el ingeniero que requiera dominar el tema de cimentaciones.

Existe un tercer "conocimiento", que realmente no es seguro que merezca ese nombre y que está presente en los dos conocimientos anteriores; es el llamado sentido común, criterio o experiencia, que es precisamente el que permite afinar los resultados de manera que la obra de ingeniería de que se

trate resulte óptima. Quizá, en el caso del curso de Cimentaciones, sea el penúltimo tema: PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION, el que más se preste para hacer resaltar este tercer "conocimiento" necesario.

En resumen, un ingeniero que quiera aplicar óptimamente la Mecánica de Suelos, requerirá tener tres conocimientos. El de las propiedades de los suelos para conocerlos y por lo tanto para distinguirlos; el de las teorías de Mecánica de Suelos para tratar de cuantificar esas propiedades y el llamado sentido común.

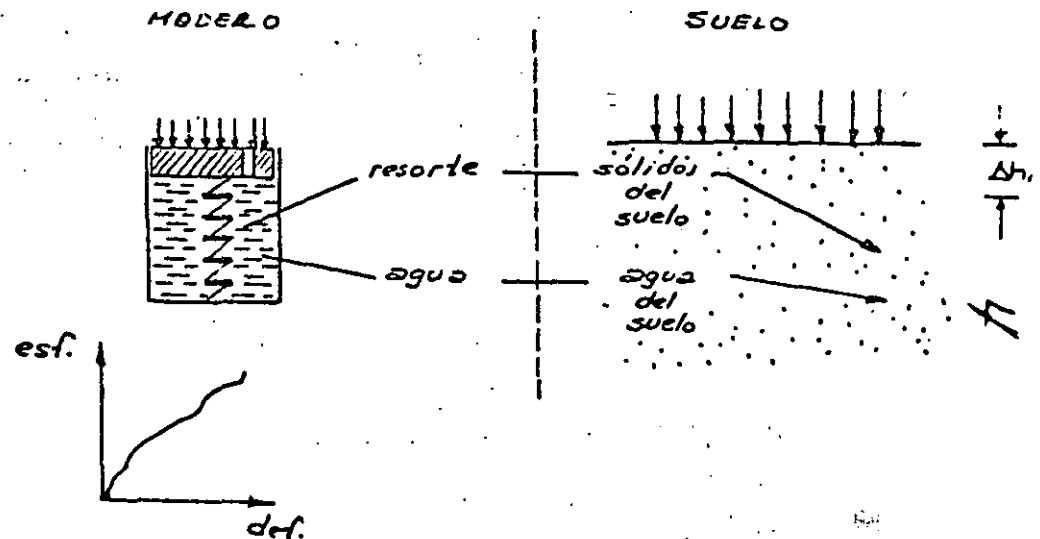
Dado que en el curso se comentará sobre deformación volumétrica del suelo, y su resistencia, conviene con relación a esos conceptos hacer algunos comentarios, teniendo en cuenta obviamente las limitaciones que toda teoría tiene, y en este caso el hecho de que sólo se trata de homogenizar conocimientos de los asistentes sobre Mecánica de Suelos.

Para el caso de deformación volumétrica del suelo y teniendo en cuenta que de ella van a interesar dos características: MAGNITUD y RAPIDEZ, se hace uso de lo que podría llamarse la ecuación fundamental de los suelos saturados, es decir de la ley fundamental de aquellos suelos en que todos los huecos que dejan entre si las partículas sólidas están llenos de agua, ello se debe al creador de la Mecánica de Suelos moderna el profesor KARL TERZAGHI.

Para plantear la ecuación puede considerarse un suelo saturado y sobre él una obra de ingeniería, por ejemplo,

un cimiento, que ejerce una cierta sobrecarga Δp . A tal suelo se le puede representar por un modelo reológico, constituido por un cilindro un émbolo de peso despreciable respecto a Δp , y sin fricción en su contacto con las paredes del cilindro.

El cilindro tiene en su parte interior un resorte a su vez, este resorte tiene la característica de que para aceptar esfuerzos requiere que se deforme. El agua dentro del cilindro representa el agua del suelo que aparece en los huecos dejados por los sólidos y el resorte del modelo representa a los sólidos del suelo.



Gráfica Esfuerzo - Deformación del resorte (para que varie sus esfuerzos se requiere que se deforme).

Además el émbolo está provisto de un orificio a través del cual el agua puede salir del cilindro. En la figura se ha indicado del lado izquierdo al modelo reológico y del derecho al suelo que representa. Sobre el émbolo del modelo se supone ejerciendo una sobrecarga Δp , que representa a la que actúa sobre el suelo. Resulta obvio que tal sobrecarga es soportada por el suelo, es decir por los dos elementos del suelo saturado: los sólidos y el agua; pero, qué fracción de Δp toman los sólidos y cuál es la que toma el agua. En el instante en que se coloca la Δp (se supone que se hace instantánea, o sea $t = 0$); no se produce salida de agua por el orificio, pues para éllo es necesario que transcurra tiempo; por lo tanto, el émbolo no baja y consecuentemente el resorte no se deforma y en estas condiciones no ayuda a soportar a Δp ; es decir, el esfuerzo que en él aparece debido a la presencia de Δp es nulo; si a este esfuerzo se le llama efectivo y se le indica por $\Delta \bar{p}$, se puede anotar que si $t = 0$, $\Delta \bar{p} = 0$. En estas condiciones el esfuerzo Δp es soportado todo por el agua y si a él se le indica por u , tiene:

$$\text{si } t = 0, u = \Delta p.$$

Al transcurrir el tiempo, el agua del cilindro empieza a salir, y el émbolo a bajar, consecuentemente el resorte empieza a deformarse y a tomar esfuerzo, o sea a tomar parte de Δp . En el caso del suelo observamos que en él se empieza a producir hundimiento. Llega un tiempo en que tal hundimiento cesa; en el caso del modelo tal instante corresponde al momento en que el émbolo deja de bajar debido a que el agua ha dejado de salir y esto sucede por la presión que lo impulsaba ya no existe o lo que es lo mismo porque el resorte ha alcanza

do una deformación de tal magnitud que por sí sólo es capaz de soportar toda la Δp , o sea, $\Delta \bar{p} = \Delta p$. A ese momento se le denomina final y lo indicaremos con t_f . En un instante comprendido entre $t = 0$ y $t = t_f$, la sobrecarga Δp será soportada parte por los sólidos ($\Delta \bar{p}$) y parte por el agua (u) de manera que se cumple:

$$\Delta p = \Delta \bar{p} + u$$

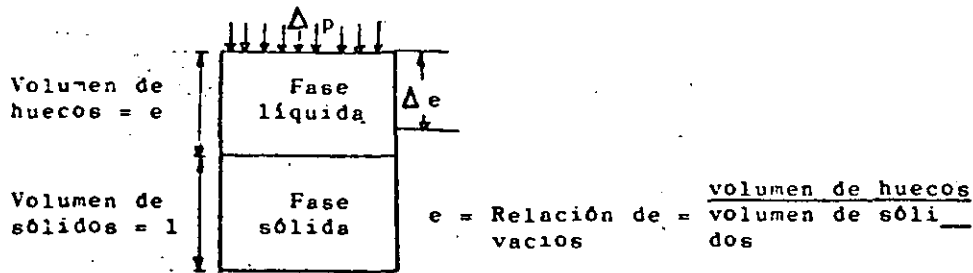
pero esta ecuación también se cumple para $t = 0$ y $t = t_f$, de manera que ella es la que rige el comportamiento de los suelos saturados por ello se le puede llamar ECUACION FUNDAMENTAL DE LOS SUELOS SATURADOS.

Es interesante observar que cuando ya se ha generado todo el hundimiento $\Delta p = \Delta \bar{p}$ y $u = 0$, ó sea que la sobrecarga es tomada toda por los sólidos. Por ello en Mecánica de Suelos se usa el término denominado grado de consolidación (U) que se indica en por ciento como:

$$U\% = \frac{\text{esfuerzo tomado por los sólidos}}{\text{esfuerzo total que finalmente tomarán los sólidos}} = \frac{\Delta \bar{p}}{\Delta p} \times 100$$

así cuando el grado de consolidación $U\%$ es nulo, $\Delta \bar{p} = 0$ y no se ha producido ningún hundimiento, pero si el grado de consolidación $U\%$ es 100, $\Delta \bar{p} = \Delta p$ y el hundimiento total se ha generado.

Si al suelo saturado lo representamos ahora por el siguiente esquema:



Y debido a la Δp , el volumen de huecos disminuye en Δe y el suelo compresible se hunde Δh puede escribirse:

$$\frac{\text{Disminución de volumen de suelo real, por hundimiento}}{\text{Volumen original del suelo real}} = \frac{\text{Disminución de volumen del modelo.}}{\text{Volumen original del modelo.}}$$

$$\frac{\Delta h \cdot \text{Area en que se produce el hundimiento}}{H \cdot \text{Area en que se produce el hundimiento}} = \frac{\Delta e}{1+e_0}$$

Luego:

$$\frac{\Delta h}{H} = \frac{\Delta e}{1+e_0} \therefore \Delta h = \frac{\Delta e}{1+e_0} H$$

Donde:

Δh = hundimiento

Δe = variación de la relación de vacíos

e_0 = relación de vacíos original del suelo

H = espesor compresible del suelo de apoyo de Δp .

Δe es provocada porque apareció un $\Delta \bar{p}$ luego puede escribirse:

$$\Delta h = \frac{\Delta e / \Delta \bar{p}}{1+e_0} \cdot \Delta \bar{p} \cdot H$$

a $\Delta e / \Delta \bar{p}$ se le indica como a_v , y

a $\frac{a_v}{1+e_0}$ como m_v Luego:

$$\Delta h = m_v \cdot \Delta \bar{p} \cdot H$$

Donde:

Δh = hundimiento

m_v = módulo de compresibilidad del suelo (para el mismo $\Delta \bar{p}$, a mayor valor de m_v el suelo es más compresible)

$\Delta \bar{p}$ = incremento de presión que sufren los sólidos del suelo para que se produzca un hundimiento Δh .

H = espesor compresible del suelo de apoyo de Δp .

Si se quisiese el hundimiento total, o sea el finalmente se producirá basta con hacer $\Delta p = \Delta \bar{p}$, y así se tiene:

$$\Delta h_{\text{total}} = m_v \cdot p \cdot H$$

Donde:

m_v se calcula con Δp o sea:

$$m_v = \frac{e / \Delta p}{1+e_0}$$

Generalmente el ingeniero requiere variar la magnitud del hundimiento; por ejemplo hasta hacerlo nulo, para si

cómo lograrlo necesita conocer cuáles son los factores que influyen en esa magnitud; la fórmula encontrada permite darse cuenta que estos factores son tres:

- a) La naturaleza del suelo de apoyo en cuanto a su deformabilidad volumétrica (m_v).
- b) La magnitud de los esfuerzos que aparecen entre los sólidos del suelo de apoyo, debido a la presencia de la sobrecarga impuesta ($\Delta \bar{p}$)
- c) Las dimensiones del área cargada con Δp . (H).

Variando ingeniosamente estos factores se puede lograr que el hundimiento adquiera el valor adecuado a la obra de que se trate. En la exposición se comentarán casos prácticos.

Desde luego, no resulta completo el conocimiento de la deformación volumétrica del suelo, sin conocer la RAPIDEZ con la que va a producirse; al respecto, siempre surge la pregunta cuya respuesta permite llegar a recomendaciones prácticas, o sea cuáles son los factores que influyen en la rapidez de la deformación volumétrica del suelo saturado. La respuesta se encuentra fácilmente, observando el modelo reológico del suelo saturado: la velocidad con la que baja el émbolo depende de la velocidad con la que sale el agua del cilindro. Luego la rapidez del hundimiento es función de la rapidez con la que fluye el agua dentro del suelo, y ésta a su vez depende, para una sobrecarga dada, de las condiciones de drenaje del suelo de apoyo. Al respecto, existe entre otros la teoría de consolidación unidimensional de Karl Terzaghi, quien llega a la siguiente fórmula:

$$t = \frac{T \cdot H^2 \cdot \Delta e}{K \cdot (1 + e_0) \cdot \Delta \bar{p}} \gamma_0$$

Si se analiza la fórmula, tal como se hará en la exposición, se encontrará que desde el punto de vista práctico son tres los factores que influyen en la rapidez de la deformación, a saber:

- a) la magnitud de Δp
- b) la permeabilidad del terreno de apoyo.
- c) las dimensiones del área cargada.

Finalmente se hará una reflexión breve, que durante la exposición será más extensa sobre la resistencia del suelo. Se dice que comentar sobre resistencia del suelo es hacerlo sobre su falla, puesto que un suelo resiste hasta que falla. Así que se tiene de inmediato la pregunta: ¿qué es falla en el caso del suelo?

Puede pensarse que la falla se produce cuando el suelo adquiere una deformación de magnitud no admisible o bien cuando en él aparece un esfuerzo también no admisible. De estos caminos se ha seleccionado para los suelos el segundo y, se ha expresado en función de esfuerzo cortante que se le denomina resistente (s) y que depende de la presión entre los sólidos del suelo ($\Delta \bar{p}$) y de un parámetro que mide la fricción entre los elementos del suelo que se indica con un coeficiente de fricción ($\text{Tan } \varphi$) donde a φ se le llama ángulo de fricción interna. La presión a la que se llega es:

$$s = \Delta \bar{p} \text{ Tan } \varphi$$

Lo importante de esta expresión es que

$$\Delta \bar{p} = \Delta p - u$$

y u es función del tiempo, luego la resistencia de un suelo depende del factor tiempo, es decir de cómo se le trate en la obra. Durante la exposición se darán varios ejemplos prácticos de manera de lograr la compresión y aceptación de este criterio.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

M E C A N I C A D E S U E L O S

ORIGEN Y FORMACION DE LOS
SUELOS

ING. FELIPE CANCINO.

ING. JORGE FOSADO.

JUNIO, 1985.

Suelos: Origen y formación; minerales constitutivos

I-1. Constitución interna del globo terrestre

En un esquema simplista, el globo terrestre está constituido, primeramente, por un núcleo formado predominantemente por compuestos de hierro y níquel. Se considera, al presente, que la densidad media de este núcleo es considerablemente superior a la de capas más superficiales; también puede deducirse, del estudio de transmisión de ondas sísmicas a su través, que el núcleo carece de rigidez y esta característica ha inducido a la mayoría de los investigadores a juzgarlo fluido; existe la opinión, empero no suficientemente comprobada, de que una zona en torno al centro del Planeta (sobre unos 1,300 km contra 3,400 km de radio de todo el núcleo) posee alta rigidez, por lo que deberá ser considerada sólida, en vez de fluida. Un manto fluido (magma) rodea al núcleo.

Envolviendo al manto mencionado se encuentra la *corteza terrestre*, capa de densidad decreciente hacia la superficie, formada sobre todo por silicatos. Esta capa, de espesor medio 30-40 km en las plataformas continentales, está constituida por grandes masas heterogéneas con depresiones ocupadas por los mares y océanos. Toda esta corteza se encuentra aproximadamente en estado de balance isostático, *flotando* sobre la magma terrestre, más denso. La separación entre la parte fluida y la corteza que la envuelve suele considerarse abrupta, antes que gradual (discontinuidad de Mohorovicic).

Suprayaciendo a la corteza terrestre propiamente dicha, existe una pequeña capa, formada por la disgregación y descomposición de sus últimos niveles; esta pequeña pátina del Planeta, es el *suelo*, del cual se trata en la Mecánica de Suelos.

I-2. Suelo

Es común creencia la de que el suelo es un agregado de partículas orgánicas e inorgánicas, no sujetas a ninguna organización. Pero en realidad se trata de un conjunto con organización definida y propiedades que varían "vectorialmente". En la dirección vertical generalmente sus propiedades cambian mucho más rápidamente que en la horizontal. El suelo tiene *perfil*, y éste es un hecho del que se hace abundante aplicación.

"Suelo" es un término del que hacen uso diferentes profesantes. La interpretación varía de acuerdo con sus respectivos intereses. Para el Agrónomo, por ejemplo, la palabra se aplica a la parte superficial de la corteza capaz de sustentar vida vegetal, siendo esta interpretación demasiado restringida para el Ingeniero. Para el Geólogo es todo material intemperizado en el lugar en que ahora se encuentra y con contenido de materia orgánica cerca de la superficie; esta definición peca de parcial en Ingeniería, al no tomar en cuenta los materiales transportados no intemperizados posteriormente a su transporte.

Para los fines de esta obra, la palabra Suelo representa todo tipo de material terroso, desde un relleno de desperdicio, hasta areniscas parcialmente cementadas o lutitas suaves. Quedan excluidas de la definición las rocas sanas, ígneas o metamórficas y los depósitos sedimentarios altamente cementados, que no se ablanden o desintegren rápidamente por acción de la intemperie. El agua contenida juega un papel tan fundamental en el comportamiento mecánico del suelo, que debe considerarse como parte integral del mismo.

I-3. Agentes generadores de suelos

La corteza terrestre es atacada principalmente por el aire y las aguas, siendo los medios de acción de estas sustancias sumamente variados. Sin embargo, en último análisis, todos los mecanismos de ataque pueden incluirse en dos grupos: desintegración mecánica y descomposición química.

El término desintegración mecánica se refiere a la intemperización de las rocas por agentes físicos, tales como cambios periódicos de temperatura, acción de la congelación del agua en las juntas y grietas de las rocas, efectos de organismos, plantas, etc. Por estos fenómenos las rocas llegan a formar arenas o, cuando mucho, limos y sólo en casos especiales arcillas.

Por descomposición química se entiende la acción de agentes que atacan las rocas modificando su constitución mineralógica o química. El principal agente es, desde luego, el agua y los mecanismos de ataque más importantes son la oxidación, la hidratación y la carbonatación. Los efectos químicos de la vegetación juegan un papel no despreciable. Estos mecanismos generalmente producen arcilla como último producto de descomposición. Todos los efectos anteriores suelen acentuarse con los cambios de temperatura, por lo cual es frecuente encontrar formaciones arcillosas de importancia en zonas húmedas y cálidas, mientras que son típicas de

zonas más frías formaciones arenosas o limosas, más gruesas. En los desiertos cálidos, la falta de agua hace que los fenómenos de descomposición no se desarrollen, por lo cual la arena predomina en esas zonas; allí los efectos de ciclos de tensiones y compresiones sobre las rocas, producidos por elevaciones y descensos periódicos y continuados de temperatura, son los mecanismos de ataque determinantes.

No debe creerse, sin embargo, que las reglas anteriores sean inmutables; la naturaleza suele actuar con una complejidad que desafía cualquier regulación. Por ejemplo, en países fríos o secos pueden existir formaciones arcillosas de importancia, cuando el aporte de corrientes de agua quede en condiciones favorables para constituir un depósito.

Los suelos deben, pues, su origen a una tal variedad de causas que excede todo poder de descripción detallada. El resultado de ese concurso de causas, es una inmensa diversidad de tipos de suelo resultantes. También debe notarse que su formación ha ocurrido a través de las Eras Geológicas, tal como sigue ocurriendo hoy; en consecuencia, el hombre es completamente ajeno a la génesis del suelo: sólo le toca manejarlo, tal como la naturaleza se lo presenta.

I-4. Suelos residuales y transportados

Los productos del ataque de los agentes de intemperismo pueden quedar en el lugar, directamente sobre la roca de la cual se derivan, dando así origen a suelos llamados *residuales*. Pero esos productos pueden ser removidos del lugar de formación, por los mismos agentes geológicos y redepositados en otra zona. Así se generan suelos que sobreyacen sobre otros estratos sin relación directa con ellos; a estos suelos se les denomina *transportados*.

Existen en la naturaleza numerosos agentes de transporte, de los cuales pueden citarse como principales los glaciares, el viento, los ríos y corrientes de agua superficial, los mares y las fuerzas de gravedad; estos factores actúan a menudo combinándose.

La combinación del escurrimiento de aguas en las laderas de colinas y montes y de las fuerzas del campo gravitacional, forma los depósitos de talud, en las faldas de las elevaciones; estos depósitos suelen ser heterogéneos, sueltos y predominantemente formados por materiales gruesos.

El escurrimiento de torrentes produce arrastre de materiales de gran tamaño (mayor a velocidades crecientes en el agua), que se depositan en forma graduada a lo largo de su curso, correspondiendo los materiales más finos a las zonas planas de los valles.

Los ríos acarrear materiales de muy diversas graduaciones, depositándolos a lo largo de su perfil, según varíe la velocidad de su curso; al ir disminuyendo ésta, la capacidad de acarreo de la corriente se hace menor, depositándose los materiales más gruesos. De esta manera el río transporta y deposita suelos según sus tamaños decrecientes, correspondiendo las partículas más finas (limos y arcillas) a depósitos próximos a su desembocadura.

Los depósitos lacustres son generalmente de grano muy fino, a causa de la pequeña velocidad con que las aguas fluyen en los lagos.

Los depósitos marinos (formados por el mar) suelen ser estratificados, reflejando muchas veces las características de las costas que los mares bañan.

Los depósitos glaciares están formados por suelos heterogéneos, que van desde grandes bloques, hasta materiales muy finamente granulados, a causa de las grandes presiones desarrolladas y de la abrasión producida por el movimiento de las masas de hielo.

Los vientos pueden arrastrar partículas cuyo tamaño puede variar desde el del limo hasta el de las arenas gruesas; estos arrastres pueden hacer que las partículas se depositen a muchos kilómetros de su lugar de origen. Dos tipos principales de suelo deben su formación al arrastre del viento: el loess y los médanos. El loess puede definirse como un depósito eólico, constituido por una mezcla uniforme de arenas finas cuarzosas, algo feldespáticas y limos, estructurado en forma abierta y algo cohesiva. Esta cohesión suele atribuirse a la presencia de carbonatos de calcio solubles, en los que se ha querido ver un elemento cementante; sin embargo, investigaciones recientes parecen indicar que tales carbonatos están contenidos en grumos aislados, que no pueden proporcionar cementación a la masa y, por lo tanto, parece que esta cementación debe atribuirse a la existencia de películas arcillosas envolviendo los granos depositados.¹

Los médanos son aglomeraciones de arena suelta, que fue arrastrada por el viento a poca altura y que se vio detenida por algún obstáculo natural de la superficie del terreno. Suelen estar formados por arenas cuarzosas uniformes, con algo de mica.

En general, un suelo transportado queda descrito por un "perfil estratigráfico", que resalte la secuencia de colocación y el espesor de sus estratos.

En lo que respecta a los suelos residuales, existen dos conceptos que juegan un papel muy importante. Son éstos el perfil de meteorización y el conjunto de estructuras heredadas. El primero es la secuencia de materiales con diferentes propiedades, que se ha formado en el lugar donde se le encuentra y que sobreyace a la roca no meteorizada (Refs. 2 y 3). Se forma, tanto por ataque mecánico como por descomposición química, y puede variar considerablemente de un punto a otro, sobre todo por variaciones locales en el tipo y estructura de la roca, topografía, condiciones de erosión, régimen de aguas subterráneas y clima.

Las estructuras heredadas consisten en diaclasas, exfoliaciones, juntas, grietas, fallas y otros defectos estructurales que muestra el suelo como herencia de los que tenía la roca original. Su influencia es tal que frecuentemente las propiedades mecánicas de una muestra "intacta" del material no pueden considerarse en absoluto representativas de las propiedades del conjunto.

Un suelo residual queda descrito por estos dos conceptos.

I-5. Minerales constitutivos de los suelos gruesos

Un mineral es una sustancia inorgánica y natural, que tiene una estructura interna característica determinada por un cierto arreglo específico de sus átomos e iones. Su composición química y sus propiedades físicas o son fijas o varían dentro de límites definidos. Sus propiedades físicas más interesantes, desde el punto de vista de identificación son: el color, el lustre, la tonalidad de sus raspaduras, la forma de cristalización, la dureza, la forma de su fractura y disposición de sus planos cruceros, la tenacidad, la capacidad para permitir el paso de ondas y radiaciones (o luz) y la densidad relativa.

La estructura atómicomolecular del mineral es el factor más importante para condicionar sus propiedades físicas.

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 destacan la calcita y la dolomita y sulfatos, cuyos principales representantes son la anhidrita y el yeso.

En los suelos gruesos el comportamiento mecánico e hidráulico está principalmente condicionado por su compactación y por la orientación de sus partículas, por lo que la constitución mineralógica es, hasta cierto punto, secundaria. Ello no debe interpretarse como un motivo para que el ingeniero se desentienda de este tópico, cuyo estudio puede ser muy informativo en más de un aspecto práctico.

I-6. Minerales constitutivos de las arcillas

Partiendo de los numerosos minerales (principalmente silicatos) que se encuentran en las rocas ígneas y metamórficas, los agentes de descomposición química llegan a un producto final: la arcilla.

La investigación de las propiedades mineralógicas de estos sedimentos, comenzó, en épocas recientes (1930) y presenta gran importancia en cuestiones de Ingeniería, pues, a diferencia de lo señalado para los suelos gruesos, el comportamiento mecánico de las arcillas se ve decisivamente influido por su estructura en general y constitución mineralógica en particular.

Las arcillas 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, disponiéndose el conjunto en forma de tetraedro, tal como se muestra en la Fig. I-1.a. Estos tetraedros se agrupan en unidades hexagonales, sirviendo un átomo de oxígeno de nexo entre cada dos tetraedros.

Un esquema de una unidad hexagonal aparece en la Fig. I-1.b. Las unidades hexagonales repitiéndose indefinidamente, constituyen una retícula laminar.

Las láminas aluminicas están formadas por retículas de octaedros, dispuestos con un átomo de aluminio al centro y seis de oxígeno alrede-

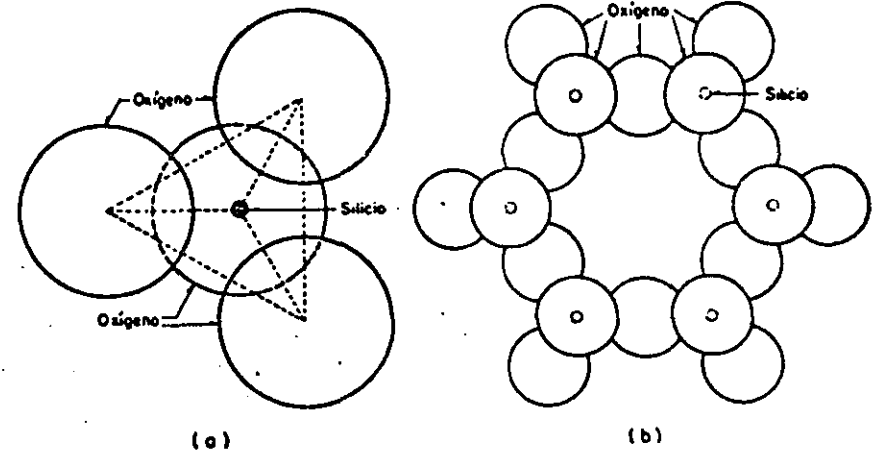


Figura I-1. Esquema de la estructura de la lámina silícica.

dor, tal como aparece esquemáticamente dibujado en la Fig. I-2. También ahora es el oxígeno el nexo entre cada dos octaedros vecinos, para constituir la retícula.

De acuerdo con su estructura reticular, los minerales de arcilla se encasillan en tres grandes grupos: caolinitas, montmorilonitas e ilitas. Las caolinitas ($\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) están formadas por una lámina silícica y otra aluminica, que se superponen indefinidamente. La unión entre todas las retículas es lo suficientemente firme para no permitir la penetración de moléculas de agua entre ellas (adsorción). En consecuencia, las arcillas caoliniticas serán relativamente estables en presencia del agua.

Las montmorilonitas [$(\text{OH})_2\text{Si}_2\text{Al}_4\text{O}_{20} \cdot n\text{H}_2\text{O}$] están formadas por una lámina aluminica entre dos silícicas, superponiéndose indefinidamente. En este caso la unión entre las retículas del mineral es débil, por lo que las moléculas de agua pueden introducirse en la estructura con relativa facilidad, a causa de las fuerzas eléctricas generadas por su naturaleza dipolar. Lo anterior produce un incremento en el volumen de los cristales, lo que se traduce, macrofísicamente, en una expansión. Las arcillas montmoriloníticas, especialmente en presencia de agua, presentarán fuerte tendencia a la inestabilidad. Las bentonitas son arcillas del grupo montmorilonítico, originadas por la descomposición química de las cenizas volcánicas y presentan la expansividad típica del grupo en forma particularmente aguda, lo que las hace sumamente críticas en su comportamiento

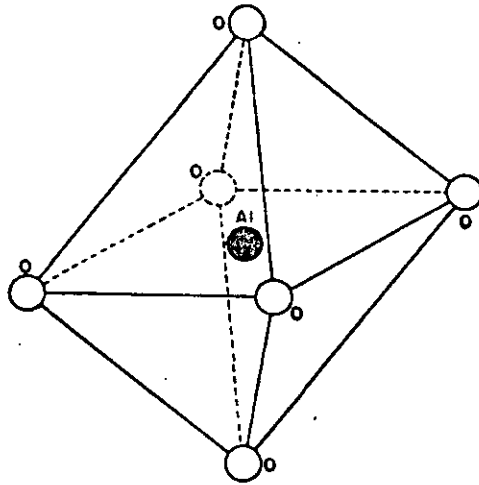


Figura I-2. Esquema de la estructura de la lámina aluminica.

mecánico. Estas arcillas aparecen, desdichadamente, con frecuencia en los trabajos de campo; por otra parte, en ocasiones, ayudan al ingeniero en la resolución de ciertos problemas prácticos.

Las ilitas $[(OH)_4 \cdot K_y (Si_{3-7} \cdot Al_z) (Al_4 \cdot Fe_4 \cdot Mg_4 \cdot Mg_6) O_{20}]$, con y , por lo general, igual a 1.5] están estructuradas análogamente que las montmorilonitas, pero su constitución interna manifiesta tendencia a formar grumos de materia, que reducen el área expuesta al agua por unidad de volumen; por ello, su expansividad es menor que la de las montmorilonitas y, en general, las arcillas iliticas, se comportan mecánicamente en forma más favorable para el ingeniero.

Referencias

1. Krynine, D. P. y Judd, W. R.—*Principles of Engineering Geology and Geotechnics*—McGraw-Hill Book Co.—1957. Capítulo III.
2. Deere, D. U. y Patton, F. D.—Estabilidad de taludes en suelos residuales.—Escrito sobre el estado del arte. (Trad.: A. E. Nieto Pescetto.)—IV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones—San Juan, Puerto Rico, 1971.
3. Rico, A. y Del Castillo, H.—*La Ingeniería de Suelos en las vías terrestres*.—Capítulo VI.—Tomo I.—Ed. Limusa-Wiley.—México, D. F., 1973.

Bibliografía

Principles of Geology—S. Gilluly, A. C. Waters y A. D. Woodford—W. H. Freeman Co.—1959.

App Sedimentation—Editado por Parker D. Trask—John Wiley and Sons. Ir 50.

Principles of Engineering Geology and Geotechnics—D. P. Krynine y W. R. Judd—McGraw-Hill Book Co.—1957.
Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures—G. P. Tschebotarioff—McGraw-Hill Book Co.—1957.
Mecánica del Suelo—A. Jiménez Salas—Ed. Dossat, S. A.—1954.
Traité de Mecanique des Sols—A. Caquot y J. Kerise—Gauthier—Villars Editor 1956.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

M E C A N I C A D E S U E L O S

C O M P A C T A C I O N

ING. FRANCISCO ZAMORA MILLAN.

ING. MIGUEL POZAS.

JUNIO, 1985.

Compactación de suelos

IV.1 INTRODUCCION

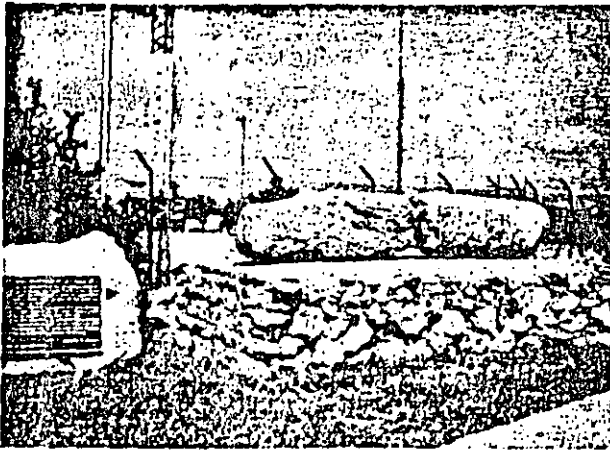
Se denomina compactación de suelos al proceso mecánico por el cual se busca mejorar las características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo-deformación de los mismos; por lo general el proceso implica una reducción más o menos rápida de los vacíos, como consecuencia de la cual en el suelo ocurren cambios de volumen de importancia, fundamentalmente ligados a pérdida de volumen de aire, pues por lo común no se expulsa agua de los huecos durante el proceso de compactación. No todo el aire sale del suelo, por lo que la condición de un suelo compactado es la de un suelo parcialmente saturado.

El objetivo principal de la compactación es obtener un suelo de tal manera estructurado que posea y mantenga un comportamiento mecánico adecuado a través de toda la vida útil de la obra. Las propiedades requeridas pueden variar de caso a caso, pero la resistencia, la compresibilidad y una adecuada relación esfuerzo-deformación figuran entre aquellas cuyo mejoramiento se busca siempre; es menos frecuente, aunque a veces no menos importante, que también se compacte para obtener unas características idóneas de permeabilidad y flexibilidad. Finalmente, suele favorecerse mucho la permanencia de la estructura térrea ante la acción de los agentes erosivos como consecuencia de un proceso de compactación.

De la simple enumeración de los objetivos de la compactación destaca un hecho importante, que debe hacer prever al ingeniero muchas de las dificultades y complejidades que después efectivamente encontrará en estas técnicas. En primer lugar, la compactación resulta ser un proceso de objetivos múltiples y ello propicia la complicación, pero, en segundo lugar, es evidente que muchos de esos objetivos serán contradictorios en muchos problemas concretos, en el sentido de que las acciones que se emprendan para cumplir con uno pudieran perjudicar a algún otro. Por ejemplo, en términos generales puede ser cierto con fre-

cuencia que una compactación intensa produce un material muy resistente, pero sin duda muy susceptible al agrietamiento; en este aspecto el número de ejemplos contrastantes que pudieran ocurrirse es prácticamente ilimitado. Estas posibles contradicciones se complican y amplían aún más si se toma en cuenta que los suelos compactados han de tener una vida dilatada y que es compromiso obvio que conserven sus propiedades en toda esa vida; bajo la acción del agua, de las cargas soportadas, etc. En esta perspectiva circunstancial y temporal pueden multiplicarse mucho los ejemplos de contradicciones entre los objetivos del proceso; la alta resistencia, obtenida con compactación muy enérgica, de que antes se habló, puede entrar en contradicción consigo misma, pues un suelo muy compacto podrá, en general, absorber mucha agua si se dan las condiciones propicias y al hacerlo su resistencia podrá descender drásticamente, en tanto que ese mismo suelo inicialmente compactado en forma menos enérgica, con menor resistencia inicial, podrá resultar mucho más estable ante el agua, manteniendo en el tiempo una resistencia inicialmente menor que la del otro, pero probablemente suficiente.

Desde un principio el problema de la compactación de suelos resulta ligado al de control de calidad de los trabajos de campo; en efecto, después de realizar un proceso de compactación siempre es necesario verificar si con él se lograron los fines propuestos. Como quiera que las vías terrestres suelen construirse a contrato por parte de empresas especializadas, la verificación antes citada resulta ligada a problemas de pago, legales, etc. Esta multiplicidad de los problemas de compactación de suelos, que tantas veces los hace trascender de la esfera meramente técnica, se encuentra en el fondo de todo el manejo razonado de dichos problemas y le imprime a las conclusiones y soluciones a que se llegue un carácter distintivo que no puede ignorar quien los maneja. Para medir la resistencia, la compresibilidad, las relaciones esfuerzo-deformación, la permeabilidad o la flexibilidad de los suelos se requieren pruebas relativamente especializadas y costosas que, además, suelen



Rodillo de piedra que parece haber sido usado por los antiguos mayas para compactar sus caminos.



Otra vista del rodillo maya de compactación.

requerir un tiempo de ejecución demasiado largo para controlar un proceso de compactación que avance de manera normal. Por otra parte, ciertas experiencias (Proctor y otras, Refs. 1 y 2), realizadas en los primeros años de la aplicación de las técnicas modernas de compactación, indicaron que existe una correlación que en aquella época se juzgó muy confiable (pero a la cual posteriormente se encontraron algunas desviaciones significativas) entre las propiedades fundamentales arriba enumeradas y el peso volumétrico seco a que llega el material compactado, de manera que puede decirse que a mayor peso volumétrico seco se alcanza una situación más favorable en el suelo compactado. Debido a que la prueba de peso volumétrico es fácil y sencilla de realizar, se hizo costumbre controlar la compactación determinando el peso volumétrico seco de los materiales compactados.

Sin embargo, la correlación entre las propiedades fundamentales y el peso volumétrico seco no es tan segura y simple como para permitir la aplicación ciega de la norma anteriormente mencionada, dictada exclusivamente por la comodidad; de hecho, esta aplicación, realizada sin tener en cuenta las peculiaridades y objetivos de cada caso o la confiabilidad de la correlación, es quizá la fuente más común de los errores que se cometen en las aplicaciones prácticas de las técnicas de compactación.

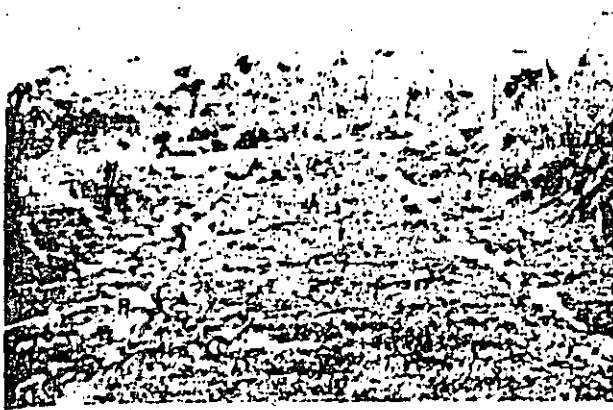
Así, el aumento de peso volumétrico es meramente un medio, pero no un fin en sí mismo. Donde el mejoramiento de las propiedades fundamentales está directamente ligado al aumento del peso volumétrico, el uso de la sencilla correlación que se menciona proporciona magníficos resultados; pero en algunos casos la correlación se vuelve muy errática o incluso llega a invertirse, en tanto que en otros, algunas otras variables desempeñan un papel fundamental (Ref. 3). En general, son mucho más complejos los problemas ligados a cuanto pueden mejorarse las características fundamentales de los suelos compactados cuando éstos son finos, razón por la cual las arcillas suelen ser los materiales que más se investigan

al tratar de definir las propiedades mecánicas de los suelos compactados.

La compactación ha figurado entre las técnicas de construcción desde las épocas más remotas de que se tiene noticia, si bien en la antigüedad su aplicación no era ni general ni sistemática. Los métodos de apisonado por el paso de personas o animales se utilizaron en épocas muy lejanas, como por ejemplo en la construcción de grandes obras hidráulicas en diversas partes de Asia. En las fotografías que acompañan a este párrafo se muestra un antiguo rodillo de compactación (según la autorizada opinión del historiador Silvanus G. Morley) que usaron los antiguos mayas para la construcción de la importante red de caminos que unía los principales centros ceremoniales de lo que hoy son el estado de Yucatán y el territorio de Quintana Roo. Tales caminos aparecen también ilustrados en fotografías que se incluyen en estas páginas. Este rodillo se encontró sobre el camino que unía los centros de Cobá y Yaxuná; medía originalmente 4 m (hoy está fragmentado en dos porciones), con un diámetro de 65 cm y un peso aproximado de 5 ton, por lo cual es probable que su empleo requiriera de 15 hombres. Por cierto que al ver tal implemento de construcción no se puede dejar de pensar en la extendida afirmación de que los antiguos mayas desconocían el uso de la rueda.

El desarrollo de las modernas técnicas de compactación tuvo lugar en los últimos años del siglo pasado y en los primeros del presente, principalmente en los Estados Unidos. En 1906 apareció el rodillo pata de cabra de Fitzgerald, de 2 000 kg de peso, punto de arranque de estos utensilios (Ref. 4).

En 1928 y 1929, O. J. Porter desarrolló en la División de Carreteras de California las investigaciones básicas de laboratorio que permitieron el inicio de la aplicación razonada de las técnicas de compactación a la construcción de carreteras (Ref. 5); sus métodos fueron en gran parte popularizados por Purcell (Ref. 6). En 1933, Proctor comenzó a producir los importantes trabajos que hicieron posibles muchas de las técnicas de uso actual (Refs. 1, 2 y 7).



Vista de un antiguo camino maya.



Otra vista del mismo camino maya. Nótese las hileras externas de piedra gruesa confinando el material central más fino.

Con posterioridad a estas épocas, ha sido explosivo el desarrollo de equipos de compactación y se han investigado bastante las propiedades de los suelos compactados y las técnicas de campo y de laboratorio; de todo ello habrá un breve testimonio en páginas subsiguientes de este capítulo.

En rigor, la compactación es uno de los varios medios de que hoy se dispone para mejorar la condición de un suelo que haya de usarse en construcción; es, además, uno de los más eficientes y de aplicación más universal. La tabla IV-1, que se presenta a continuación, permite situar a la compactación dentro del conjunto de métodos de mejoramiento de suelos que hoy pueden aplicarse.

TABLA IV-1
Métodos de mejoramiento de suelos

Métodos	Físicos	Confinamiento (suelos friccionantes)
		Consolidación previa (suelos finos arcillosos)
	Químicos (estabilizaciones)	Mezclas (suelo con suelo)
		Vibroflotación
		Con sal
		Con cemento
		Con asfalto
		Con cal
		Con otras sustancias
	Mecánicos	Compactación

Por lo general, las técnicas de compactación se aplican a rellenos artificiales, tales como cortinas para presas de tierra, diques, terraplenes para caminos y ferrocarriles, bordos de defensa, muelles, pavimentos, etc. En ocasiones se hace necesario compactar el terreno natural, como en el caso de las cimentaciones sobre arenas sueltas. Así, la compactación de suelos es, ante todo, un problema constructivo, de campo.

La eficiencia de cualquier proceso de compactación depende de varios factores y para poder anali-

zar la influencia particular de cada uno se requiere disponer de procedimientos estandarizados que reproduzcan los procesos de compactación de campo en el laboratorio, en forma representativa (hasta donde ello sea posible). De esta manera, pasan a primer plano de interés las pruebas de compactación de laboratorio y los estudios que en éste han de hacerse en torno a tales procesos. Comoquiera que los procesos de campo involucran costos altos, en general los estudios para proyecto habrán de hacerse con base en el trabajo de laboratorio; esta afirmación no la invalida el hecho de que en la técnica actual se haga un uso cada vez más extenso de terraplenes de prueba, en que se investigan modelos a escala natural para obtener normas de proyecto. Los estudios de compactación en laboratorio también desempeñan un papel muy importante en el control de calidad de los trabajos.

Así pues, los procesos de compactación han de estudiarse con referencia a las técnicas de campo y a todo un conjunto de técnicas de laboratorio; pero además de los dos puntos de vista anteriores existe un tercero, relativamente descuidado hasta épocas recientes y es el que se refiere a la investigación de las propiedades que es posible obtener en los suelos compactados. Este tercer punto de vista, convenientemente relacionado con los otros dos, completará el cuadro en la forma en que el ingeniero requiera para establecer un criterio adecuado.

En este capítulo, los tres puntos de vista del problema de compactación se analizan en forma relativamente separada, para destacar criterios del modo más diferenciado que sea posible.

IV-2 VARIABLES QUE AFECTAN EL PROCESO DE LA COMPACTACION DE LOS SUELOS

Como es natural, un suelo se puede compactar de varias maneras, y en cada caso se obtendrá un resultado diferente; por otra parte, una misma forma de compactación dará resultados distintos si se aplica a diversos suelos; por último, si una misma forma de

compactación se aplica a un suelo determinado, podrán lograrse resultados muy diferentes si de un caso a otro se varían ciertas condiciones de las prevalentes en dicho suelo.

Las afirmaciones anteriores justifican la conclusión, obvia para quienquiera que tenga cualquier grado de familiaridad con estos problemas, de que los resultados de un proceso de compactación dependen de varios factores, unos que atañen al tipo de suelo, otros relativos al método de compactación que se emplee y, por último, varios más que se refieren a determinadas circunstancias que en ese momento pudieran prevalecer en el suelo con que se trabaja. Estos factores suelen denominarse las "variables" que rigen el proceso de compactación. Las principales de éstas se reseñan a continuación.

1. *La naturaleza del suelo.* Es claro que la clase de suelo con que se trabaja influye de manera decisiva en el proceso de compactación; de hecho, a lo largo de este capítulo habrán de diferenciarse las técnicas que se empleen y los resultados que se obtengan precisamente con base en el tipo de suelo. Prevalece aún la distinción usual entre suelos finos y gruesos o entre suelos arcillosos y friccionalantes, pero en el análisis de los procesos de compactación es muy común que tal distinción se detalle bastante más, tipificando los suelos de acuerdo con las normas establecidas en el capítulo 2.

2. *El método de compactación.* En el laboratorio resulta bastante fácil clasificar los métodos de compactación en uso en tres tipos bien diferenciados: la compactación por impactos, por amasado y por aplicación de carga estática. A reserva de detallar algo más estos métodos, baste por el momento la afirmación de que producen resultados diferentes tanto en la estructuración que adquiere el suelo como, en consecuencia, en las propiedades del material que se compacta. Además, ya se comienzan a utilizar algunos dispositivos de laboratorio para compactar por vibración, si bien su uso está menos extendido que el de los otros tres métodos.

Resulta bastante más difícil diferenciar de un modo análogo los métodos de compactación de campo. Es común describir éstos con base en el equipo mecánico que se emplee en el proceso, y así se habla de la compactación con rodillo liso, con rodillo neumático, con equipo vibratorio, etc. Se supone que los métodos de laboratorio reproducen las condiciones del proceso de campo, pero en muchos casos no es fácil establecer una correspondencia clara entre el tren de trabajo de campo y las pruebas de laboratorio, en el sentido de contar con que estas últimas reproduzcan en forma suficientemente representativa todas las condiciones del suelo compactado en el campo.

3. *La energía específica.* Se entiende por energía específica de compactación la que se entrega al suelo por unidad de volumen, durante el proceso mecánico de que se trate.

Es muy fácil evaluar la energía específica en una prueba de laboratorio en que se compacte al suelo

por impactos dados con un pisón; de hecho, resulta claro que para tal caso queda dada por la expresión:

$$E_s = \frac{Nn Wh}{V} \quad (4-1)$$

donde:

E_s = energía específica.

N = número de golpes del pisón compactador por cada una de las capas en que se acomoda el suelo en el molde de compactación.

n = número de capas que se disponen hasta llenar el molde.

W = peso del pisón compactador.

h = altura de caída del pisón al aplicar los impactos al suelo.

V = volumen total del molde de compactación, igual al volumen total del suelo compactado.

En las pruebas de laboratorio en que se compacta el suelo con la aplicación de presión estática, en principio la energía específica se puede evaluar de manera análoga en términos del tamaño del molde, el número de capas en que se dispone el suelo, la presión que se aplique a cada capa y el tiempo de aplicación. Sin embargo, en este caso la evaluación no resulta ya tan sencilla y la energía específica se ve afectada por la deformabilidad del suelo y por el tiempo de aplicación de la presión.

En el caso de las pruebas en que se realiza la compactación por amasado es aún más compleja la evaluación de la energía específica, pues cada capa de suelo dentro del molde se compacta mediante un cierto número de aplicaciones de carga con un pisón que produce presiones que varían gradualmente desde cero hasta un valor máximo, y luego se invierte el proceso en la descarga. La energía de compactación no se puede cuantificar de un modo sencillo, pero puede hacerse variar a voluntad si se introducen cambios en la presión de apisonado, en el número de capas, en el número de aplicaciones del pisón por capa, en el área del pisón o en el tamaño del molde.

El concepto de energía específica conserva su pleno valor fundamental cuando se relaciona con procedimientos de compactación de campo. En el caso del uso de rodillos depende principalmente de la presión y el área de contacto entre el rodillo y el suelo, del espesor de la capa que se compacte y del número de pasadas del equipo. Tampoco es sencillo evaluar la energía de compactación en términos absolutos en un caso dado, pero si se varían los factores mencionados es posible hacerla cambiar, con lo que se obtienen términos de comparación entre dos trenes de trabajo diferentes.

En páginas subsiguientes de este capítulo se podrá ver la gran influencia de la energía de compactación en los resultados que se logran. Puede decirse que la energía específica de compactación es una de las variables que mayor influencia ejercen en el proceso de compactación de un suelo dado, con un procedimiento determinado.

4. *El contenido de agua del suelo.* Ya en los primeros estudios de Proctor se puso de manifiesto que el contenido de agua del suelo que se compacta es otra variable fundamental del proceso. Proctor observó que con contenidos crecientes de agua, a partir de valores bajos, se obtenían más altos pesos específicos secos para el material compactado, si se usa la misma energía de compactación; pero observó también que esta tendencia no se mantiene indefinidamente, ya que cuando la humedad pasa de cierto valor, disminuyen los pesos específicos secos logrados. Es decir, Proctor puso de manifiesto que para un suelo dado y usando determinado procedimiento de compactación, existe un contenido de agua de compactación, llamado el óptimo, que produce el máximo peso volumétrico seco que es dable obtener con ese procedimiento de compactación.

En relación a un proceso de compactación de campo, dicho contenido de agua es el óptimo para el equipo y la energía correspondientes.

Lo anterior puede explicarse en términos generales si se toma en cuenta que en los suelos finos arcillosos, a bajos contenidos de agua, ésta se encuentra en forma capilar, produciendo compresiones entre las partículas constituyentes del suelo, las cuales tienden a formar grumos difícilmente desintegrables, que dificultan la compactación. El aumento en contenido de agua disminuye la tensión capilar y, por lo tanto, el aglutinamiento de sus grumos, lo que hace que aumente la eficiencia de la energía de compactación. Empero, si el contenido de agua es tal que hay exceso de agua libre, al grado de casi llenar los vacíos del suelo, se impide una buena compactación, puesto que el agua no puede desplazarse instantáneamente a resultas del efecto mecánico que se esté aplicando. Esto es más cierto en los suelos más finos.

El contenido de agua del suelo es otra de las variables fundamentales del proceso de compactación.

5. *El sentido en que se recorra la escala de humedades al efectuar la compactación.* Este aspecto afecta sobre todo a las pruebas de compactación que se realizan en el laboratorio, en las que es común presentar resultados con base en gráficas $\gamma_d - w$ (peso volumétrico seco vs. humedad). Estas curvas son diferentes si las pruebas se efectúan a partir de un suelo relativamente seco al que se va agregando agua o si se parte de un suelo húmedo, que se va secando según avanza la prueba. Las investigaciones experimentales comprueban que en el primer caso se obtienen pesos específicos secos mayores que en el segundo, para un mismo suelo y con los mismos contenidos de agua; este efecto parece ser particularmente notable en los suelos finos plásticos con contenidos de agua inferiores al óptimo. La explicación del fenómeno podría ser que cuando el suelo está seco y se le agrega agua, ésta tiende a quedar en la periferia de los grumos, con propensión a penetrar en ellos sólo después de algún tiempo; por otra parte, cuando el agua se evapora al irse secando un suelo húmedo, la humedad superficial de los grumos se

hace menor que la interna. Se tienen entonces condiciones diferentes en los grumos del suelo con un mismo contenido de humedad; en el primer caso, en que se agregó agua, la presión capilar entre los grumos es menor por el exceso de agua, en comparación con el segundo caso, en que la evaporación hace que los meniscos se desarrollen más. Por lo tanto, en el primer caso será menor la ligazón entre los grumos y una misma energía de compactación será más eficiente para compactar el suelo que en el segundo caso.

Naturalmente que los razonamientos anteriores se ven influidos por el tiempo que se deje pasar entre la incorporación del agua y el momento en que se aplique la energía de compactación, pues si el lapso es largo, se permite la incorporación uniforme del agua a los grumos del suelo, con la consecuente disminución de su humedad superficial y el aumento de las presiones capilares. El contenido de sales también influye, así como la naturaleza de la arcilla.

En los laboratorios es común que se proceda a partir de un suelo relativamente seco; se incorpora agua según avanza la prueba y se deja pasar el tiempo suficiente tras la incorporación (24 h o algo así), para permitir la distribución uniforme del agua.

6. *El contenido de agua original del suelo.* Se refiere este concepto al contenido natural de agua que el suelo poseía antes de añadirle o quitarle humedad para compactarlo, en busca del contenido óptimo o cualquier otro con que se hubiere decidido realizar la compactación.

En los procesos de campo el contenido de agua original no sólo ejerce gran influencia en la respuesta del suelo al equipo de compactación, sino que también gobierna en gran parte el comportamiento ulterior de la masa compactada. Aunque por lo general sólo pueden lograrse cambios relativamente pequeños al humedecer o secar el suelo extendido en la obra, es muy aconsejable buscar siempre condiciones de humedad natural que no se aparten mucho de la óptima para el proceso de compactación que vaya a usarse.

En los procesos de laboratorio, el contenido natural de agua del suelo tiene especial influencia en las compactaciones que se logren con una cierta energía, a humedades menores que la óptima, sobre todo cuando se procede a compactar el suelo inmediatamente después de la incorporación del agua. Este fenómeno se comprende si se toma en cuenta la explicación que se ofrece en el punto 5 anterior, pues en un suelo originalmente bastante seco, el agua que se añade producirá mayor diferencia inmediata entre las condiciones de humedad interna y externa de los grumos que en otro que originalmente hubiese estado más húmedo; por ello, es de esperar que los pesos volumétricos secos que se obtengan sean mayores cuando los contenidos originales de agua del suelo sean menores.

7. *La recompactación.* En muchos laboratorios es práctica común usar la misma muestra de suelo

para la obtención de puntos sucesivos de las pruebas de compactación; ello implica la continuada recompactación del mismo suelo. Se ha visto que esta práctica es inconveniente en lo absoluto, toda vez que la experimentación ha demostrado, sin género de duda, que si se trabaja con suelos recompactados los pesos volumétricos que se obtienen son mayores que los que se logran con muestras vírgenes en igualdad de circunstancias, de modo que con suelos recompactados la prueba puede llegar a dejar de ser representativa. Al parecer, una explicación sencilla de este efecto radica en la deformación volumétrica de tipo plástico que causan sucesivas compactaciones (Refs. 8 y 9).

8. *La temperatura.* La temperatura ejerce un importante efecto en los procesos de compactación de campo, en primer lugar por efectos de evaporación del agua incorporada al suelo o de condensación de la humedad ambiente en el mismo. Además, puede llegar a ejercer algún efecto en la consistencia y manejabilidad de los suelos con que se trabaja.

9. *Otras variables.* Además de las mencionadas, existe todo un conjunto de variables que afectan a las pruebas de compactación de laboratorio y campo, tales como el número y espesor de las capas en que se dispone o se tiende el suelo, el número de pasadas del equipo de compactación sobre cada punto o el número de golpes del pisón compactador en cada capa, etc. Todos estos factores y su efecto se detallarán al describir los procesos de compactación de campo o las diferentes pruebas de laboratorio.

En todo proceso de compactación existe una eficiencia con la que la energía se aplica; su papel es fundamental, pero su cuantificación muy difícil.

IV-3 LA CURVA DE COMPACTACION

Como ya hemos visto, de acuerdo con la Historia los procesos de compactación comenzaron a desarrollarse en el campo, como técnicas de construcción. Fue hasta que se trató de estudiar de un modo más riguroso los efectos de tales técnicas y de establecer procedimientos de control de calidad y verificación de resultados en el campo cuando nacieron las pruebas de compactación de laboratorio, al principio sólo con base en la original desarrollada por Proctor, y después con base en toda una serie de pruebas, variantes más o menos cercanas a la primera, que se desarrollaron por el afán de ir logrando en el laboratorio mayor acercamiento a los procesos de campo, que paralelamente se ampliaron con toda una serie de equipos nuevos producidos por una tecnología cada vez más conocedora y exigente.

Como ya se dijo, Proctor visualizó la correlación entre los resultados de un proceso de compactación y el aumento del peso volumétrico seco del material compactado, y estableció la costumbre, que aún hoy se sigue, de juzgar los resultados de un proceso de compactación con base en la variación de peso volumétrico seco que se logre; también comprendió el fundamental papel que desempeña el contenido de

agua del suelo en la compactación que de él se obtiene, con un cierto procedimiento. Juntando estos dos aspectos, que consideró básicos, estableció la costumbre, que también ha subsistido hasta la actualidad, de representar la marcha de un proceso de compactación por medio de una gráfica en la que se haga ver el cambio de peso volumétrico seco al compactar al suelo con diversos contenidos de agua, utilizando varias muestras del mismo suelo, cada una de las cuales proporciona un punto de la curva. Comoquiera que diferentes procesos de compactación producen al mismo suelo compactaciones distintas, un mismo suelo podrá tener diversas curvas de compactación, correspondientes a los diferentes modos de compactarlo que puedan usarse, sea en el campo o en el laboratorio.

Una representación tal como la anterior ($\gamma_d - w$) recibe por antonomasia el nombre de *curva de compactación*, pero no constituye el único medio gráfico de representar los resultados de un proceso de compactación; simplemente es el modo más usual de representación de los que hoy se utilizan, aunque podría haber otros; de hecho, en páginas subsecuentes de este capítulo se utilizarán algunas otras formas gráficas para representar o analizar algunas condiciones de interés en los procesos de compactación. En la Ref. 10 se ofrece una representación triangular bastante objetiva, aunque no impuesta por la costumbre.

Sea cual fuere el procedimiento de compactación que se siga, la forma de la curva de compactación será parecida a la que se muestra en la Fig. IV-1.

La curva muestra un máximo absoluto, alguna vez acompañado de otro secundario, de menor valor. El peso volumétrico seco correspondiente al máximo absoluto recibe el nombre de *peso volumétrico seco máximo*; la humedad con la que tal máximo se consigue se denomina *humedad óptima* y representa el contenido de agua con el cual el procedimiento de

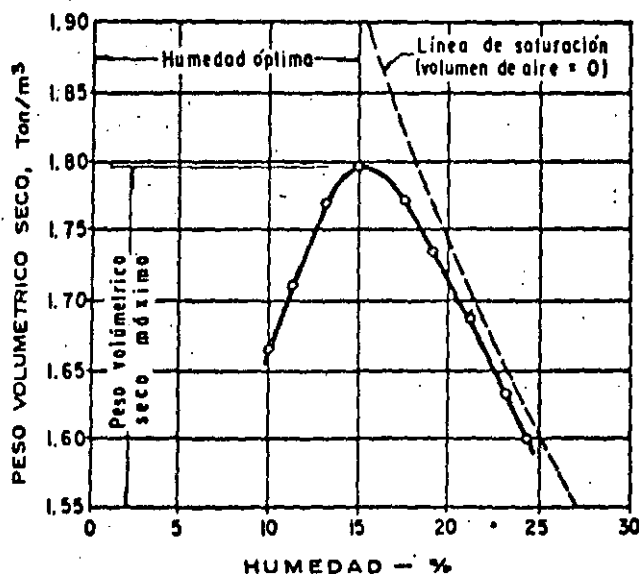
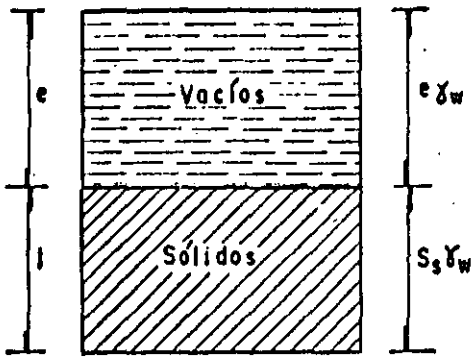


Figura IV-1. Curva de compactación típica.



Por definición:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} = \frac{S_s \gamma_w}{1 + e}$$

Según fórmula (1-9):

$$e = w S_s \quad (\text{Suelo saturado})$$

$$\therefore \gamma_d = \frac{S_s}{1 + w S_s} \gamma_w \quad (4-3)$$

Figura IV-2. Esquema de un suelo saturado y deducción de la fórmula (4-3).

compactación que se esté usando produce la máxima eficiencia, por lo menos si ésta se juzga por el peso volumétrico seco que se logra.

La Fig. IV-1 puede construirse, ya sea en el laboratorio o en el campo, a partir de parejas de valores $\gamma_m - w$, los cuales se pueden obtener, como ya se dijo, si se aplica el procedimiento de compactación de que se trate a diversos especímenes del mismo suelo con diferentes contenidos de agua. La curva $\gamma_d - w$ puede entonces dibujarse a partir de los valores anteriores aplicando la fórmula

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1 + w} \quad (4-2)$$

cuya obtención es inmediata al aplicar las definiciones de γ_d y w . Esta es la fórmula 1-4 del capítulo 1 de esta obra y allí fue deducida.

También aparece en la Fig. IV-1 la curva correspondiente al 100% de saturación del suelo en cada caso. Como ya se dijo, la condición de un suelo compactado en circunstancias normales es la de un suelo no saturado, razón por la cual la curva de compactación se desarrolla por abajo de la curva de saturación; si se comparan las dos es posible saber cuál tendría que ser el contenido de agua que saturase a una muestra que se compactara a determinado peso volumétrico. La curva de saturación se puede obtener si se calculan los pesos volumétricos secos que corresponderían al mismo suelo supuesto, saturado con el contenido de agua correspondiente a una cierta abscisa de la curva, aplicando la fórmula

$$\gamma_d = \frac{S_s}{1 + w S_s} \gamma_w \quad (4-3)$$

que corresponde a suelos saturados y cuya obtención es sencilla a partir del esquema que se presenta en la Fig. IV-2.

Como se verá, muchas de las curvas de compactación que se obtienen en el laboratorio se realizan en pruebas en que el espécimen se compacta por capas dentro del molde y por medio de golpes aplicados con un pisón estándar, con una energía también prefijada. Cuando una prueba de tal naturaleza (prueba dinámica) se realiza en una arena sin contenido de partículas de arcilla, la curva de compactación adquiere la forma que aparece en la Fig. IV-3 (Ref.

4). En rigor esta forma es típica de las pruebas dinámicas que se aplican a materiales suficientemente permeables como para que no se desarrollen presiones de poro en el interior del suelo durante el proceso de compactación. La explicación de la forma pudiera ser como sigue: Cuando el contenido de agua de la arena aumenta un poco, se desarrollan fuerzas capilares entre los granos, que dificultan su acomodo y la eficiencia de la compactación baja; con más agua esas fuerzas desaparecen y el proceso se hace más eficiente. Una curva como la de la Fig. IV-3 no define en forma clara ni el peso volumétrico seco máximo ni la humedad óptima; pero, por otra parte y desde un punto de vista práctico, que es el único en que tienen vigencia los conceptos anteriores, el asunto no tiene demasiada importancia, pues existen otras pruebas de laboratorio aplicables a arenas limpias o a mezclas de arenas y gravas sin finos en que estos materiales exhiben curvas en la forma usual; además, tales pruebas son más satisfactorias desde el punto de vista de la representatividad de los procesos de campo que se usan con tales materiales (pruebas de compactación con vibración).

IV-4 PROCESOS DE COMPACTACION DE CAMPO

La energía que se requiere para compactar los suelos en el campo se puede aplicar mediante cualquiera de las cuatro formas que adelante se enumeran, las cuales se diferencian por la naturaleza de

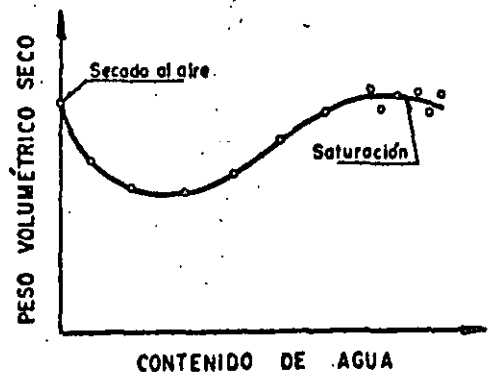


Figura IV-3. Curva de compactación obtenida en prueba dinámica en arenas limpias y gravas arenosas (Ref. 4).

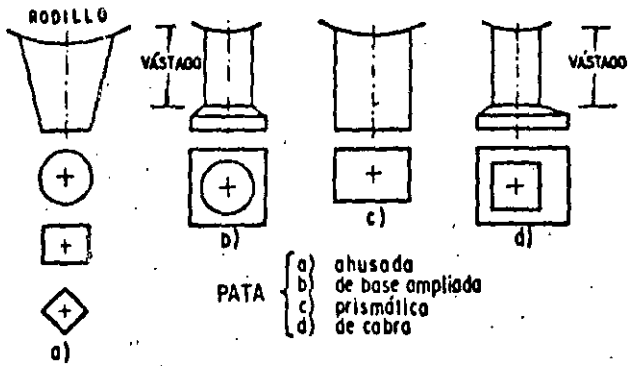


Figura IV-4. Tipos usuales de patas de rodillo pata de cabra (Ref. 8).

los esfuerzos aplicados y por la duración de los mismos. Estas formas son:

- A. Por amasado
- B. Por presión
- C. Por impacto
- D. Por vibración
- E. Métodos mixtos.

Con las tres primeras formas se aplican casi todos los métodos convencionales en uso desde hace varias décadas. La cuarta se refiere a técnicas de implantación más reciente, pero que se han popularizado mucho en los últimos tiempos. Como es natural no re-

presentan todos los modos posibles de entregar energía de compactación a un suelo, sino que simplemente son las soluciones comerciales e industriales que hasta el momento se han desarrollado para resolver el problema.

A Compactadores por amasado. Rodillos pata de cabra.

Estos compactadores concentran su peso sobre la relativamente pequeña superficie de todo un conjunto de puntas de forma variada (ver Fig. IV-4) ejerciendo presiones estáticas muy grandes en los puntos en que las mencionadas protuberancias penetran en el suelo. Conforme se van dando pasadas y el material se va compactando, las patas profundizan cada vez menos en el suelo, y llega un momento en que ya no se produce ninguna compactación adicional; en una profundidad del orden de 6 cm, la superficie queda siempre distorsionada, pero se compacta bajo la siguiente capa que se tienda.

En la Fig. IV-5 (Ref. 11) se muestra la influencia que sobre la compactación obtenida ejerce la forma de la punta del vástago, que constituye la "pata de cabra" propiamente dicha; en forma esquemática se presentan los pesos volumétricos que resultaron en un caso dado con el empleo de tres tipos de vástago, todos de sección cuadrada de 15 cm de lado.

Figura IV-5. Influencia de la forma de la punta del vástago en los rodillos "Pata de cabra".

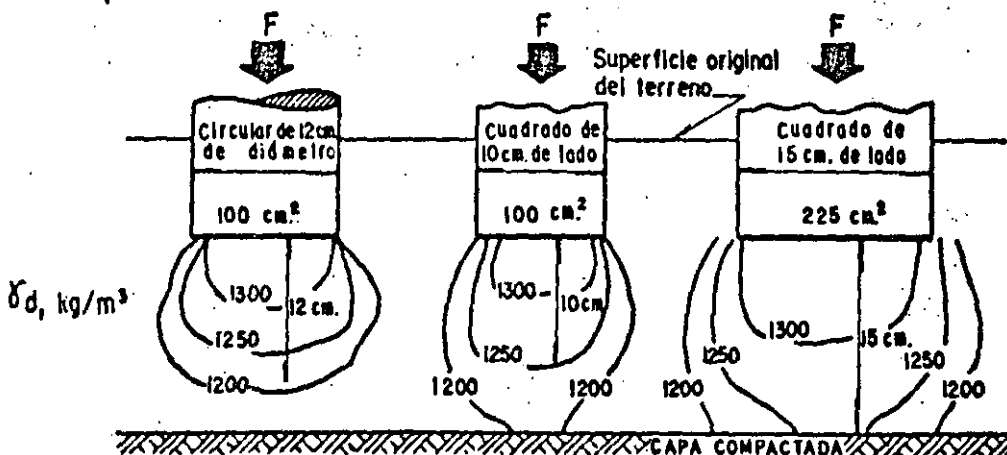
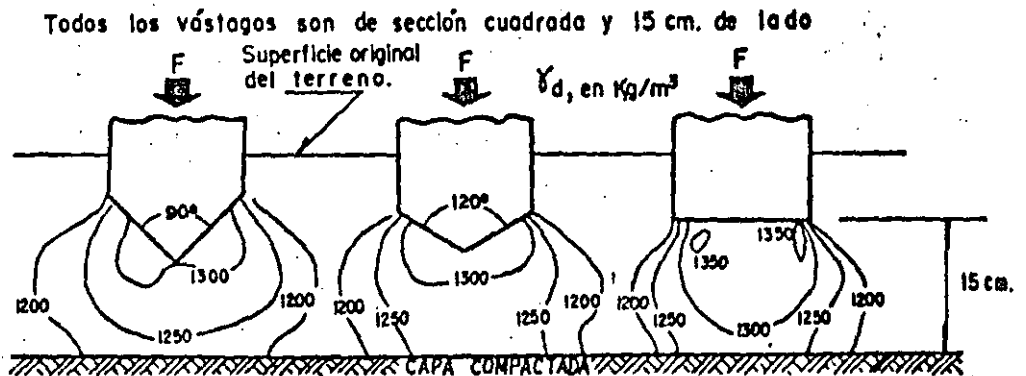
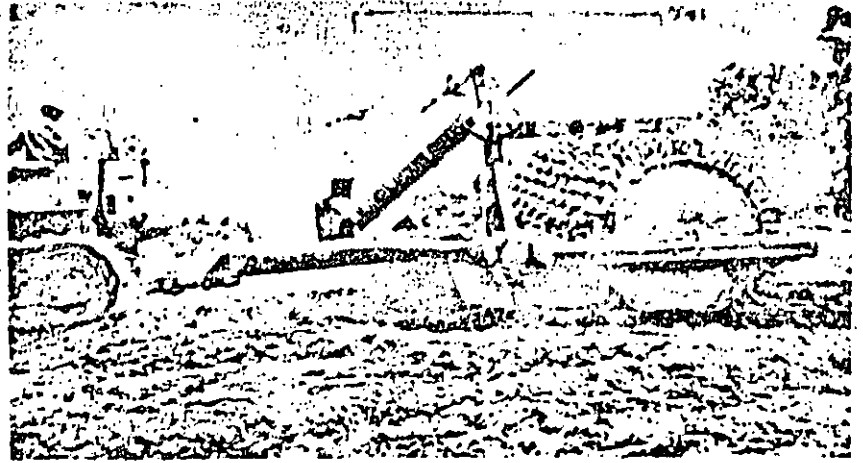


Figura IV-6. Influencia del tamaño y del área de la sección recta de los vástagos de los rodillos "Pata de cabra".



Rodillo pata de cabra común halado por un tractor de oruga. El equipo está provisto de una cuchilla para nivelar la faja de terreno que se va compactando.

En todos los casos que se muestran, el vástago aplicó la misma presión y con la misma ley a lo largo del tiempo. La mayor eficiencia del vástago plano, así como la del que está ligeramente biselado se revelan en la forma más regular de la zona más compactada y el mayor volumen representado por tal zona.

En la Fig. IV-6 (Ref. 11) se muestra esquemáticamente el resultado de una investigación particular que se realizó para estudiar el efecto de la forma de la sección recta del vástago y de su área transversal. Es notable la mayor eficiencia del vástago más grande, así como la superioridad de la sección cuadrada sobre la redonda. Más adelante, en este mismo párrafo, se completará esta información (ver Fig. IV-9):

La presión que ejerce el rodillo pata de cabra al pasar con sus vástagos sobre el suelo no es uniforme en el tiempo; los vástagos penetran ejerciendo presiones crecientes, las cuales llegan a un máximo en el instante en que el vástago está vertical y en su máxima penetración; a partir de ese momento la presión disminuye hasta que el vástago sale. Además, la acción del rodillo es tal que hace progresar la compactación de la capa de suelo de abajo hacia arriba; en las primeras pasadas las protuberancias y una parte del tambor mismo penetran en el suelo, lo que permite que la mayor presión se ejerza en el lecho inferior de la capa por compactar; para que esto ocurra el espesor de la capa no debe ser mucho mayor que la longitud del vástago. A esta peculiar manera de compactar se le denomina acción de "amasado" y en épocas recientes ha sido tomada en cuenta en algunos equipos de compactación de laboratorio, a fin de lograr mayor representatividad en pruebas que se realizan sobre suelos que se compactan con rodillos pata de cabra.

Los rodillos más usuales tienen vástagos de 20 a 25 cm de longitud y se usan para compactar capas de suelo suelto de alrededor de 30 cm de espesor. Como ya se dijo, al aumentar el número de pasadas del equipo la parte inferior de la capa va adquiriendo mayor resistencia, lo que impide la penetración del rodillo y de sus vástagos, que así van compactan-

do al suelo suprayacente. El proceso puede llegar a un límite en el cual el rodillo "camina" sobre el suelo y transmite todo su peso a través de los vástagos, pero sin que haya contacto entre el tambor y el suelo propiamente dicho. Alguna vez se ha especificado este límite como norma sencilla para control de compactación de la capa, pero en suelos con contenido de agua relativamente alto o cuando se usan rodillos pesados puede suceder que el tambor no deje de estar en contacto con el suelo, aunque el número de pasadas se incremente de manera arbitraria (Refs. 12 y 13).

Por lo general, se considera adecuada la operación cuando el vástago penetra del 20 al 50% de su longitud, lo que depende de la plasticidad del suelo; así, para una arcilla blanda se busca hacer penetraciones menores que para una arcilla arenosa, a fin de evitar que se adhieran al vástago cantidades considerables del suelo y se reduzca el rendimiento del equipo.

En cualquier caso, según ya se dijo, siempre se produce una cierta penetración de las patas del rodillo.

El rodillo pata de cabra produce entonces dos resultados muy deseables en los terraplenes de suelos finos compactados, que son una distribución uniforme de la energía de compactación en cada capa y una buena liga entre capas sucesivas.

La Fig. IV-7 (Ref. 13) ilustra cualitativamente el efecto de la energía de compactación y del contenido de agua del suelo en un proceso de compactación de campo con rodillo pata de cabra, si bien la forma de tales curvas, obtenidas para energías de compactación crecientes, es general para cualquier tipo de rodillo o compactador. Con el uso de un mismo equipo, todo incremento en la energía de compactación hace que aumente el peso volumétrico seco máximo y disminuya el contenido de agua óptimo.

La Fig. IV-8 (Refs. 13 y 14) analiza otro aspecto importante de la compactación con rodillos pata de cabra. Se trata ahora de presentar el efecto del número de pasadas de un rodillo de tipo medio sobre diferentes tipos de suelos:

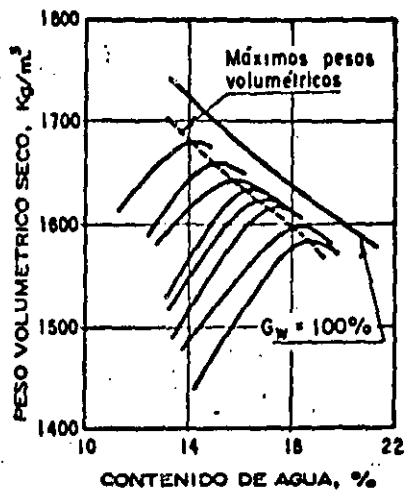


Figura IV-7. Diagrama cualitativo de γ_d vs. w para diversas energías de compactación (Ref. 13).

Puede verse que por lo general, disminuye el incremento de peso volumétrico seco por pasada al aumentar la plasticidad, y que el número adecuado de pasadas depende del tipo de suelo que se tenga en cada caso.

En la tabla IV-2 (Refs. 13 y 15) se presenta un resumen de la información de varias fuentes relativa al efecto de la presión de contacto bajo los vástagos de un rodillo; el cálculo se hizo dividiendo el peso total del rodillo entre el producto del número de vástagos en una hilera por el área de apoyo de cada vástago.

Se puede observar que con las presiones y mediante las pasadas que se indican prácticamente no cambia la compactación de los suelos probados, aun

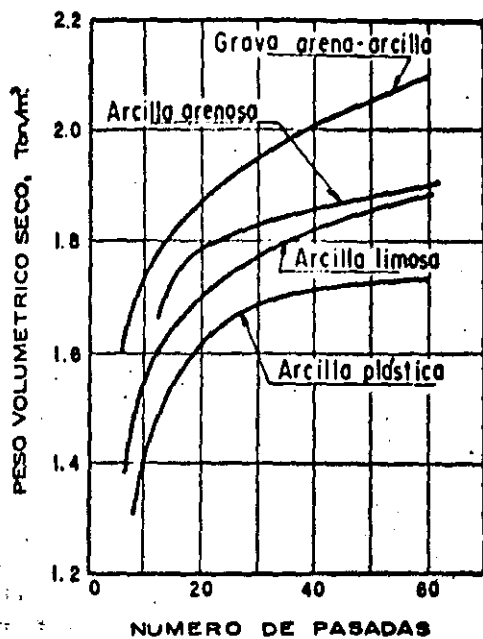


Figura IV-8. Compactación con rodillo pata de cabra. Efecto del número de pasadas en el grado de compactación de diversos suelos (Ref. 15).

con incrementos de más de tres veces en la presión de contacto.

Lo anterior parece indicar que la intensidad de la presión del vástago carece de importancia en el proceso, pero es claro, desde luego, que ha de existir un valor mínimo necesario en dicho concepto para lograr una compactación eficiente; con la información de que hoy se dispone no es posible decir cuál sea este valor, pero la tabla IV-2 permite pensar que

Tabla IV-2

Rodillos pata de cabra. Efecto de la presión de contacto en el peso volumétrico seco máximo (Ref. 13)

Tipo de suelo	Presión de contacto kg/cm ²	Área de contacto cm ²	Nº de pasadas	Grado de compactación obtenido, respecto a la prueba Proctor estándar
Arena arcillosa	17.5	43.75	9	99
	31.5	43.75	9	99
Arcilla limosa I	17.5	43.75	8	102
	35.0	43.75	8	101
	52.5	43.75	8	101
Arcilla poco plástica	8.7	87.5	12	101
	26.2	87.5	12	101
Arcilla plástica	8.0	75.25	64	108
	17.5	31.5	64	108
Arcilla limosa II	8.0	75.25	64	112
	17.5	31.5	64	111
Arcilla arenosa	8.0	75.25	64	104
	17.5	31.5	64	104
Mezcla de grava, arena y arcilla	8.0	75.25	64	100
	17.5	31.5	64	99

En todos los casos el espesor de la capa compactada fue de 15 cm aproximadamente.

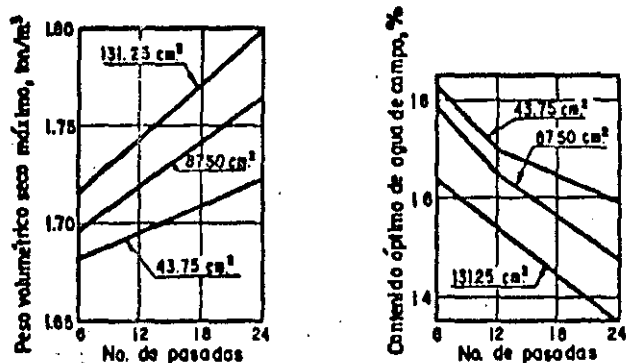


Figura IV-9. Compactación con rodillo "pata de cabra". Efecto del área de contacto de las patas en el peso volumétrico seco y en el contenido de agua óptimo de campo (Refs. 13 y 15).

no debe ser inferior a 8 kg/cm², si el área de contacto del vástago no es mayor de 75 ó 90 cm².

Por otra parte, si bien el peso volumétrico seco máximo no depende de la presión de contacto, sí aumenta con la presión de contacto el contenido de agua con que se obtiene tal máximo.

La Fig. IV-9 amplía la información de la tabla IV-2; en ella se muestra el efecto del área del vástago en el peso volumétrico seco máximo y en el contenido de agua óptimo de compactación, siempre con el empleo de rodillos pata de cabra.

Para un número dado de pasadas, el incremento del área de contacto trae consigo un aumento del peso volumétrico seco que se obtiene (ver también la Fig. IV-6, que complementa la información sobre el área con la forma de la sección recta); asimismo, el aumento del área de contacto permite reducir el número de pasadas que se necesitan para alcanzar determinado resultado. Se ve, pues, la conveniencia —a la que tienden los rodillos modernos— de hacer lo más grande posible el área de la sección recta de los vástagos, para lograr la máxima productividad, a condición de que se sobrepase la presión mínima necesaria.

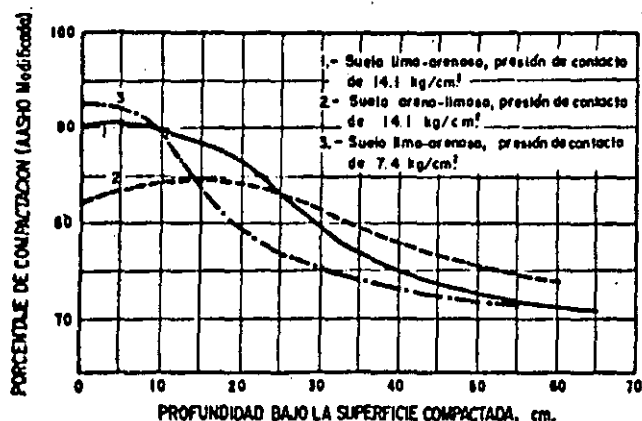


Figura IV-10. Efecto de la compactación con rodillo "pata de cabra" en relación con la profundidad dentro de la capa compactada (Ref. 16).

En la Fig. IV-10 (Ref. 16) se ilustra la forma en que el esfuerzo de compactación producido por los rodillos pata de cabra afecta al suelo a distintas profundidades, medidas a partir de la superficie de la capa; la gráfica corresponde a un rodillo pata de cabra con vástago del tipo tronco-cónico con un área de contacto por vástago de 32.2 cm² y una presión de contacto equivalente a 7.4 kg/cm² con el tambor del rodillo vacío y 14.1 kg/cm² con el tambor lastrado. Estando el tambor lastrado se hicieron pruebas con suelos limo-arenosos y areno-limosos, que acusaron 52 y 40% en peso, respectivamente, de tamaños que pasan por la malla N° 200; con el tambor vacío sólo se efectuaron pruebas con un suelo limo-arenoso. El porcentaje de compactación se refiere al peso volumétrico seco máximo obtenido mediante el método AASHO modificado.

Al examinar las curvas que componen la Fig. IV-10 puede observarse que en estos suelos (predominantemente arenosos) el porcentaje de compactación decrece poco hasta una profundidad de más o menos 25 cm, cuando se compacta con el rodillo lastrado (presión de contacto 14.1 kg/cm²); en cambio, cuando se ocupa el rodillo vacío (presión de contacto 7.4 kg/cm²) se observa una marcada disminución del peso volumétrico seco aproximadamente abajo de los 10 cm de profundidad.

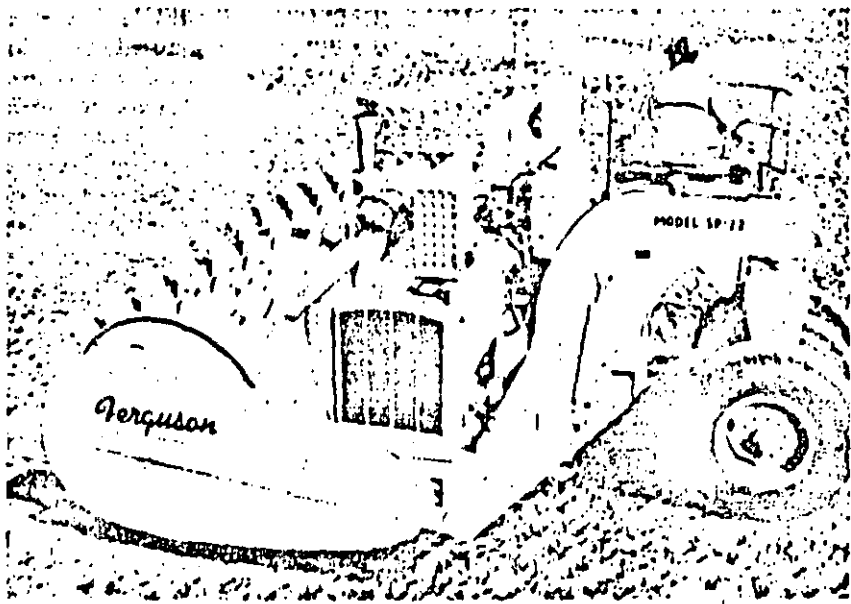
En la práctica usual, los rodillos pata de cabra suelen quedar dentro de los límites especificados para sus diversos detalles en la tabla IV-3 (Ref. 16).

Tabla IV-3
Rodillos pata de cabra
Especificaciones comunes

Ancho del tambor	1.22 a 1.98 m
Diámetro del tambor	1.02 a 1.83 m
Número de patas o vástagos	64 a 144
Área de la sección recta de la pata	53 a 135 cm ²
Longitud de la pata	18 a 46 cm
Peso del rodillo vacío	1.6 a 7.0 ton
Peso del rodillo lleno de agua	2.5 a 11.5 ton
Presión de contacto, vacío	5.2 a 30 kg/cm ²
Presión de contacto, lleno de agua	8 a 55 kg/cm ²

El porcentaje de cubrimiento por pasada que proporcionan los rodillos pata de cabra (dos aplicaciones sucesivas por el mismo punto) se encuentra por lo general entre el 4 y el 12%, bastante menor a los de otros equipos de compactación. Si se aumenta el número de vástagos se aumenta el porcentaje de cubrimiento, pero se disminuye la presión de contacto, por lo que el número de vástagos de los equipos comerciales ha de establecerse sopesando estos factores en forma conveniente. No debe perderse de vista la necesidad de una separación mínima de vástagos que permita conservar siempre limpio el rodillo, hecho que se relaciona directamente con el rendimiento del equipo de compactación.

Es importante hacer notar que, al compactar los suelos, los rodillos pata de cabra dejan en ellos un



Rodillo pata de cabra auto-propulsado provisto de un tambor doble de 152.4 cm de diámetro y 183 cm de ancho, con 144 patas tronco-piramidales por tambor. Cada pata tiene 23.5 cm de longitud, 48.1 cm² de área y ejerce una presión de contacto de 46.1 a 60.1 kg/cm², según que el tambor esté vacío o lastrado con agua. La velocidad de operación llega hasta 15.0 km/hora.

porcentaje de vacíos mayor que los otros equipos de compactación (rodillos lisos, neumáticos, de rejillas y segmentados); esta circunstancia puede ser perjudicial y puede evitarse si se combinan diversos equipos de compactación al compactar suelos cohesivos.

El rendimiento de los rodillos pata de cabra está influido notablemente por la forma en que opera el equipo; por ejemplo, si los vástagos penetran en los mismos agujeros durante varias pasadas sucesivas, el rendimiento del equipo se reduce; para evitar que esto ocurra el operador debe procurar hacer un ligero cambio en el recorrido del rodillo. Para un equipo de características determinadas, el máximo rendimiento posible de operación puede calcularse burdamente aplicando la siguiente expresión:

$$E = \frac{a h v}{10 n} \quad (4-4)$$

En la que

E = rendimiento del compactador, en m³ por hora.

a = ancho del rodillo, en cm.

h = espesor de la capa compactada, en cm.

v = velocidad del compactador, en km/h.

n = número de pasadas del equipo por el mismo lugar.

La deducción de la expresión 4-4 se considera obvia.

Los rendimientos de compactación de los rodillos pata de cabra aumentan siempre con la velocidad, siendo esta relación mayor cuando el número de pasadas es menor.

En la gráfica IV-11 se puede ver cómo aumenta el rendimiento del equipo a medida que pueden lograrse los resultados requeridos con menor número de pasadas, para una misma velocidad de operación. La gráfica se refiere a un equipo pata de cabra auto-

propulsado, con 2 pares de tambores de 183 cm de ancho cada uno, dispuestos en tándem; corresponde también a un espesor de capa de 23 cm.

Los rodillos pata de cabra rinden sus mejores resultados en suelos finos. La concentración de presión que producen los vástagos se ha revelado como muy útil para la rotura y disgregación de los grumos que se forman en las arcillas homogéneas por acción de fuerzas de naturaleza capilar entre sus partículas. En suelos finos no homogéneos, con diferentes rangos de tamaños, la acción de las patas de cabra también es muy benéfica para romper y disgregar las diferentes

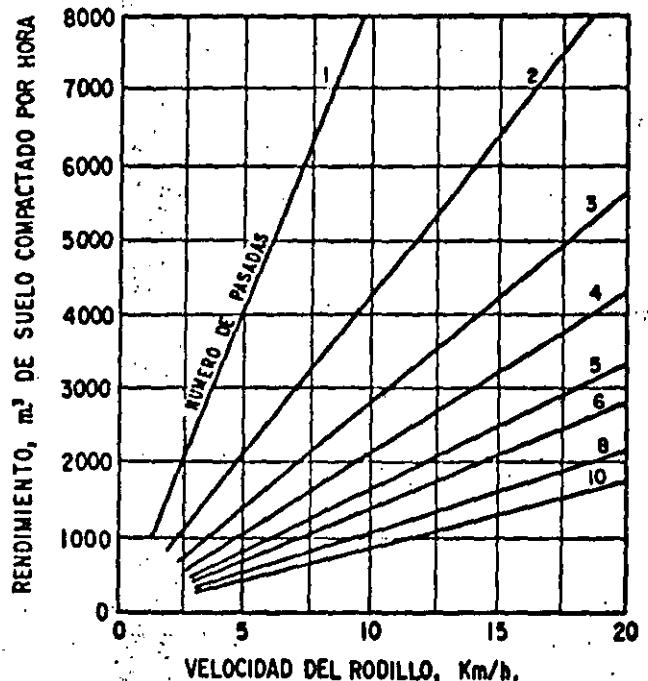
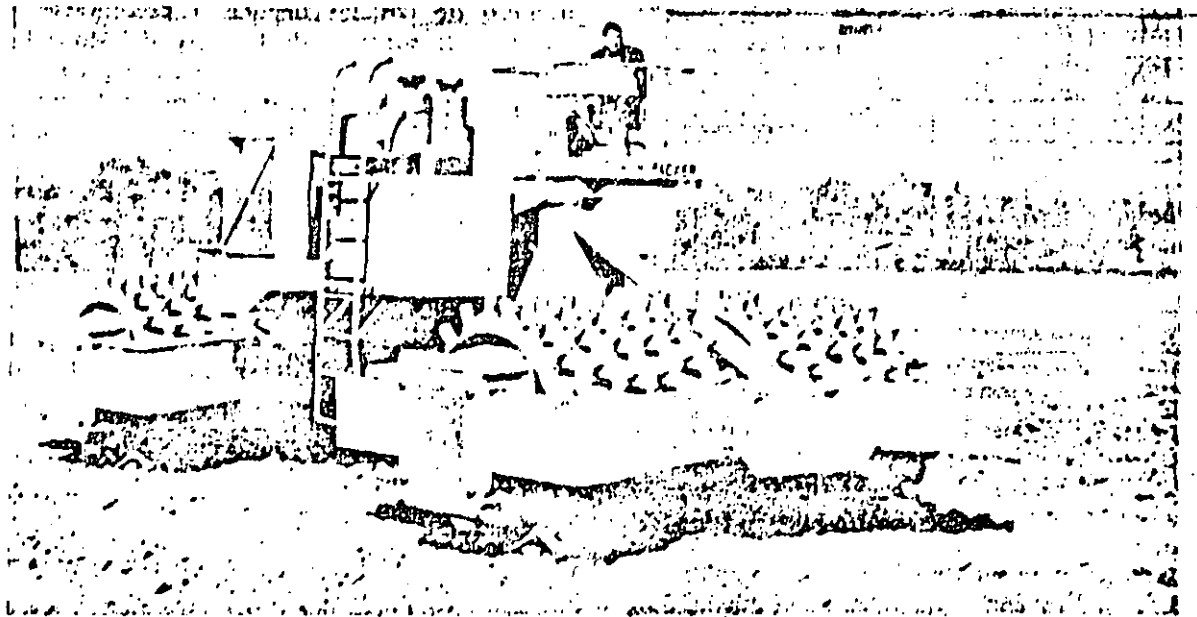


Figura IV-11. Relación entre el rendimiento de un equipo "pata de cabra", la velocidad de operación y el número de pasadas (Ref. 16).



Rodillo pata de cabra superpesado, de alta capacidad, con auto-propulsión, equipado con 4 tambores iguales, cuyos diámetros y anchos son de 152.4 cm. Está provisto de 120 patas tronco-cónicas por tambor, teniendo cada pata 23 cm de longitud y 64.4 cm² de área de contacto. Su velocidad de operación alcanza hasta 6 km/hora.

partículas y para unir entre sí las distintas capas de material compactado, pues al quedar distorsionada la superficie de cada capa, se compacta junto con la siguiente, lo que elimina la tendencia a la laminación. En arcillas blandas francas, además de que tiene la posibilidad de eliminar grumos, el rodillo pata de cabra resulta muy conveniente por la acción de amasado, ya descrita. En épocas recientes incluso se ha combinado la acción de los rodillos pata de cabra con la vibración, para incrementar la concentración de fuerzas sobre áreas pequeñas y favorecer el poder rompedor y mezclador de estos equipos. Se han desarrollado también dos tipos de compactadores que pueden considerarse como variantes del rodillo pata de cabra tradicional: el rodillo de rejillas y el segmentado.

El rodillo de rejillas se ha venido utilizando con éxito en materiales que requieren disgregación, pero en realidad ha dado buen resultado en una gran variedad de suelos, incluyendo arcillas homogéneas o

mezclas de arenas, limos y arcillas, con abundancia de finos. La superficie del cilindro la constituye una parrilla o malla fabricada con barras de acero, que forman una cuadrícula. Suelen lastrarse con bloques de concreto o arena húmeda. Por lo común se fabrican con alto peso (más de 14 ton, lastrados) y elevadas presiones de contacto (arriba de 20 kg/cm²).

El rodillo segmentado también se ha utilizado sobre todo con materiales que requieren disgregación, pero su uso se está extendiendo a varios tipos de suelos, incluso las arcillas no muy plásticas. Cada cilindro suele estar formado por tres ruedas adosadas, de aro interrumpido, lo cual forma la segmentación que da su nombre al equipo.

B Compactación por presión. Rodillos lisos y neumáticos

B-1 Rodillos lisos. Se dividen en dos grupos: remolcados y autopropulsados. Los primeros constan gene-

Rodillo de rejilla con tambor doble, cuya cuadrícula deja un espacio libre entre barras de 8.9 X 8.9 cm; su peso bruto varía de 2.82 ton vacío a 6.87 ton, lastrado totalmente. Este compactador está provisto de 4 cajas metálicas para lastrarlo y es remolcado por un tractor de oruga.



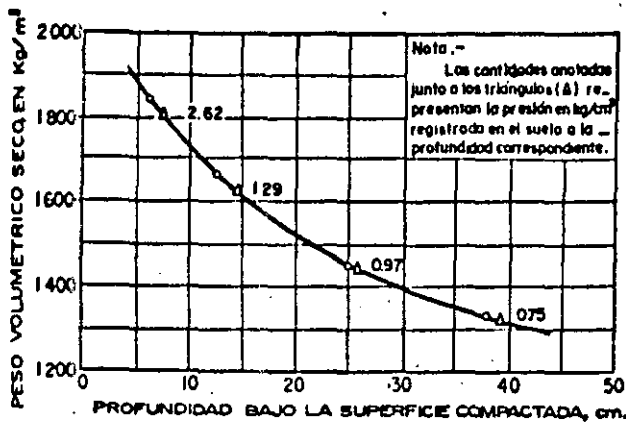


Figura IV-12. Disipación de la presión de contacto de un rodillo liso con la profundidad.

ralmente de dos tambores montados en un marco al que se sujetan los ejes; su peso varía por lo común de 14 a 20 ton y pueden lastrarse llenando un depósito sobre el marco con agua o arena húmeda. Los autopropulsados constan de una rueda delantera y una o dos traseras (normalmente dos); se fabrican con pesos de 3 a 13 ton (Ref. 17). El motor que los impulsa es de gasolina o diesel y pueden circular en velocidad directa o en reversa. Los rodillos lisos tienen su campo de aplicación circunscrito a los materiales que no requieren concentraciones elevadas de presión, por no formar grumos o por no necesitar disgregado; por lo general son arenas y gravas relativamente limpias. También se utilizan mucho para el acabado de la superficie superior de las capas compactadas (terminación de la subrasante, de la base y de carpetas de mezcla asfáltica).

El efecto de la compactación de los rodillos lisos se reduce considerablemente a medida que se profundiza en la capa que se compacta, y el efecto de la compactación se produce de arriba hacia abajo. La Fig. IV-12 ilustra el efecto de disipación de la presión con la profundidad y de la eficacia compactadora de un rodillo liso de tres ruedas, con peso total de 9.5 ton, que actúa sobre un material arcillo-arenoso con un contenido de agua de 13.5% (Ref. 16).

Cuando se utiliza sólo el rodillo liso en arcillas y limos plásticos es común que al cabo de un cierto

número de pasadas lleguen a presentarse fracturas en la parte superior de la capa, debido a la rigidez que esta zona adquiere por excesiva compactación, en comparación al lecho inferior de la misma capa, menos compactado, que adquiere una resistencia relativamente baja.

Las características principales de los rodillos lisos son su disposición, diámetro (con el que aumenta mucho la eficiencia), ancho y peso total. El espesor suelto de la capa de material que es posible compactar con rodillo liso varía de 10 a 20 cm.

En la tabla IV-4 se presentan las características más sobresalientes de los rodillos lisos autopropulsados de tres ruedas (Ref. 16).

Tabla IV-4

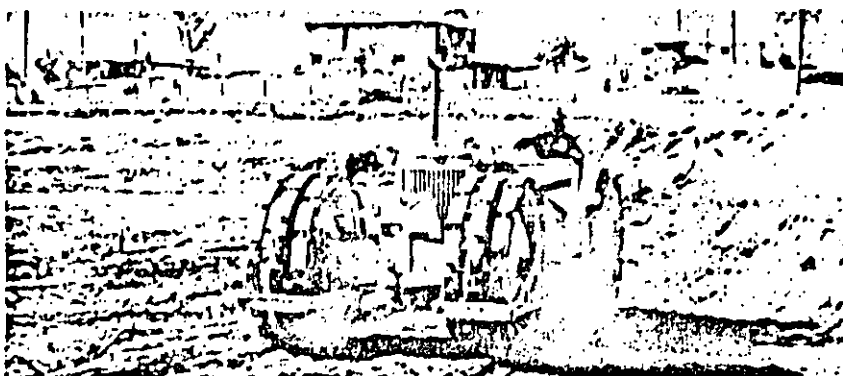
Rodillos lisos autopropulsados de tres ruedas
Especificaciones comunes

Peso total	5.0 a 13.0 ton
Diámetro del rodillo frontal	80 a 120 cm
Diámetro de los rodillos traseros	94 a 160 cm
Ancho del rodillo frontal	61 a 122 cm
Ancho de los rodillos traseros	38 a 58 cm
Carga por unidad de ancho del rodillo frontal	14 a 43 kg/cm
Carga por unidad de ancho de los rodillos traseros	25 a 80 kg/cm

El rendimiento de un rodillo liso también se puede calcular en forma aproximada con la fórmula 4-4. En los rodillos de tres ruedas el valor *a* debe considerarse como el ancho de la capa compactada, igual a la suma de los anchos de las tres ruedas menos el traslape de las ruedas traseras sobre la delantera.

La Fig. IV-13 muestra el rendimiento de un rodillo liso de tres ruedas con peso de 10 ton, cuyas ruedas motrices tienen un ancho de 51 cm y dejan entre sí un espacio libre de 91.5 cm. El rendimiento se calculó considerando sólo el efecto de las ruedas motrices al actuar sobre una capa de 15 cm de espesor.

B-2 Rodillos neumáticos. La acción compactadora del rodillo neumático (con llantas rellenas de aire) tiene lugar fundamentalmente por la presión que transmite a la capa de suelo tendida, pero estos rodillos producen también un cierto efecto de amasado,



Compactador autopropulsado, de ruedas metálicas segmentadas, capaz de desarrollar velocidades hasta de 9.65 km/hora.

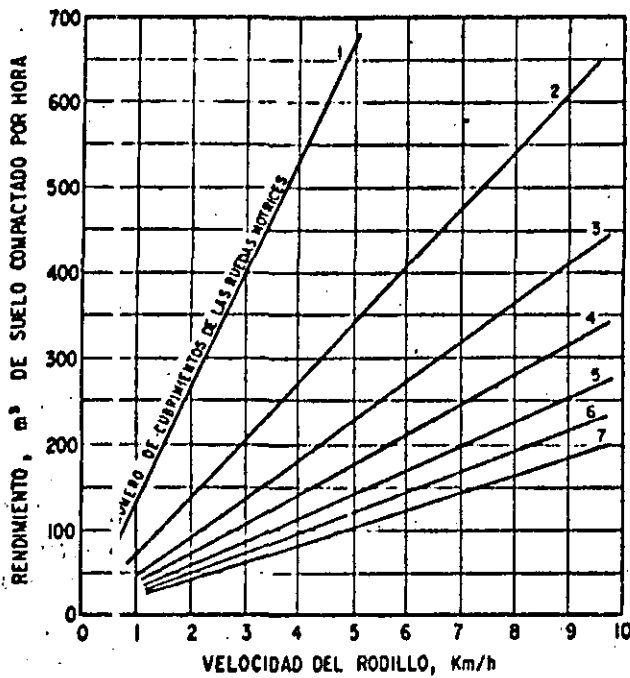
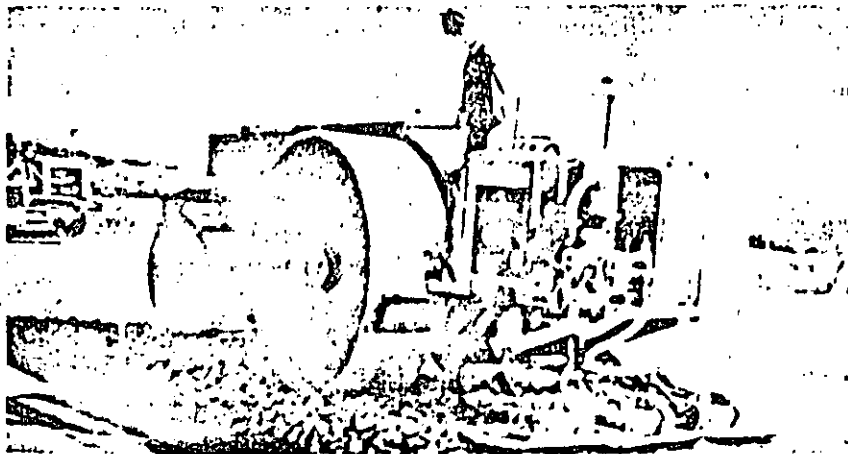


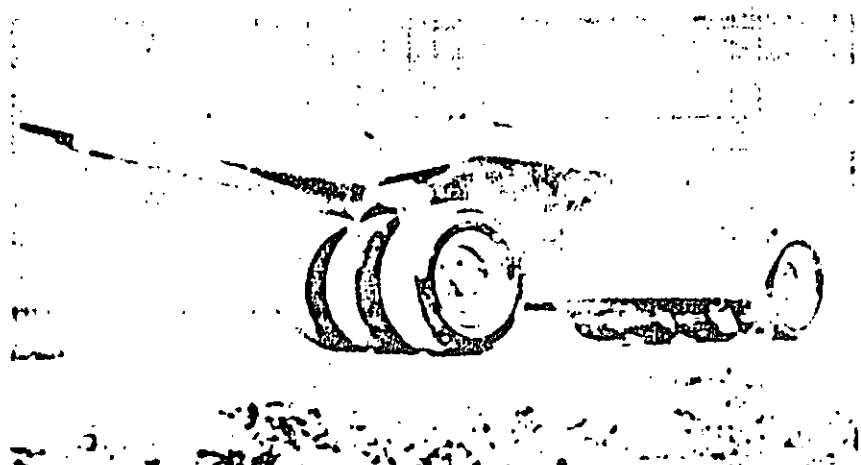
Figura IV-11. Relación entre el rendimiento de un rodillo liso, la velocidad de operación y el número de pasadas de las ruedas por el mismo punto (Ref. 16).

que causa al suelo grandes deformaciones angulares por las irregularidades (dibujo) de las llantas; este efecto ocurre a escala mucho menor que en los rodillos pata de cabra, pero tiene cierta importancia, sobre todo en la porción más superficial de la capa que se compacta. El rodillo aplica a la superficie de la capa prácticamente la misma presión desde la primera pasada; esta presión es casi igual a la presión de inflado de la llanta, si se descuentan pequeños efectos de rigidez de la llanta misma.

La superficie de contacto de la llanta depende del peso del rodillo y de la presión de inflado; su forma es más o menos elíptica. La presión que se transmite no es rigurosamente uniforme en toda el área de aplicación, pero para simplificar suele hablarse de una presión media de contacto. Para lograr una aplicación más o menos uniforme de la presión a una cierta profundidad bajo la superficie es preciso que las llantas delanteras y traseras del equipo tengan huellas que se superpongan ligeramente; es usual buscar una disposición tal que deje a ambos lados 2/3 de huella libre entre las superposiciones. Podría pensarse que la eficacia compactadora pudiese crecer de manera indiscriminada con la presión de inflado, pero esto no es del todo cierto, pues si la presión no es demasiado grande, a ambos lados de



Rodillo liso de 3 ruedas, compactando una capa de roca triturada. En la parte posterior lleva acoplado un compactador vibratorio de 3 placas.



Rodillo neumático tipo remolcado, con peso máximo de 11 ton y presión de inflado de 3 kg/cm².

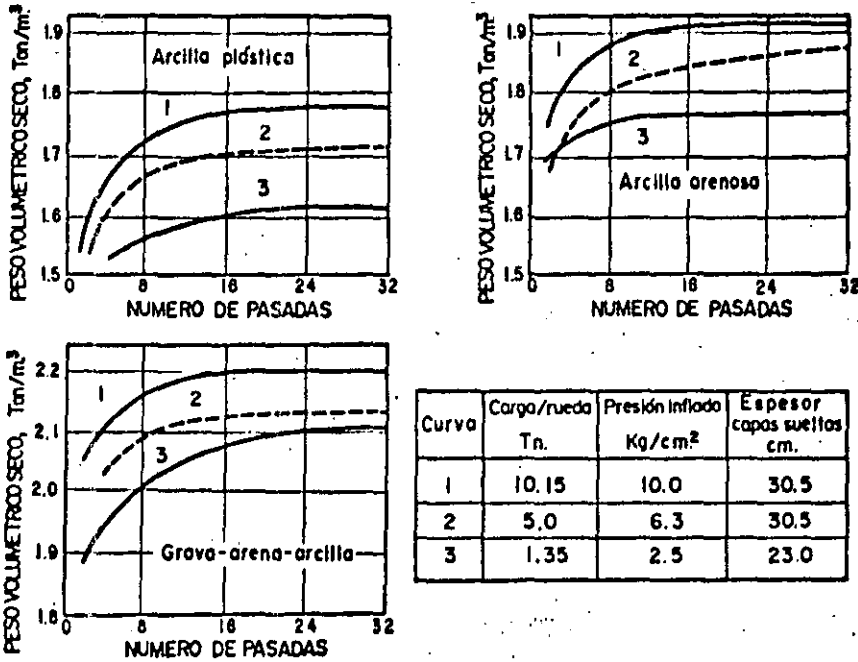


Figura IV-14. Compactación con rodillo neumático. Efecto del número de pasadas y de la presión de inflado en el peso volumétrico seco obtenido para varios suelos (Refs. 13 y 18).

la huella se producen concentraciones que hacen aparecer presiones horizontales adicionales que ayudan al asentamiento de las partículas de suelo y a su mezclada; así, la elección de la presión de inflado se ha de hacer con base en varios factores, a alguno de los cuales se hará referencia más adelante.

El acabado superficial de las capas compactadas con rodillos neumáticos suele tener la rugosidad suficiente para garantizar una buena liga con la capa

superior. En la Fig. IV-14 se ilustra el efecto del número de pasadas y de la presión de inflado en el peso volumétrico seco obtenido para varios suelos (Refs. 13 y 18).

Nótese que la forma de las curvas es la misma para los tres suelos y que en todos los casos es insignificante el incremento de peso volumétrico seco arriba de 16 pasadas. Esto no ocurriría si el contenido de agua fuera inferior al óptimo, pues se ha observado que en tal caso el peso volumétrico seco aumenta aun cuando se incremente mucho el número de pasadas. Al observar la figura se deduce también la gran influencia de la presión de inflado en el proceso de compactación.

En la Fig. IV-15 (Ref. 4, también citado en la Ref. 19) se presenta otro importante aspecto relativo a los problemas prácticos de compactación. Es

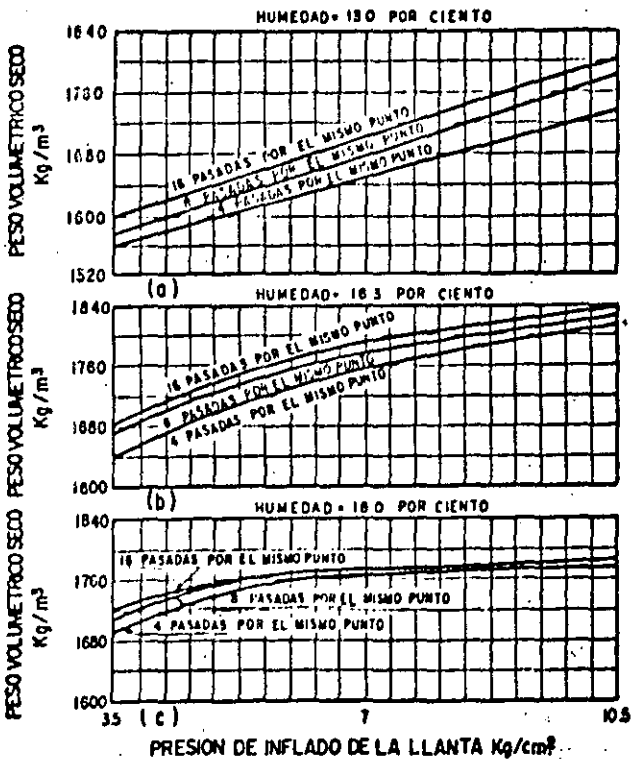


Figura IV-15. Efecto de la presión de inflado, del número de pasadas y de la humedad de compactación -- Rodillo neumático (Ref. 4).

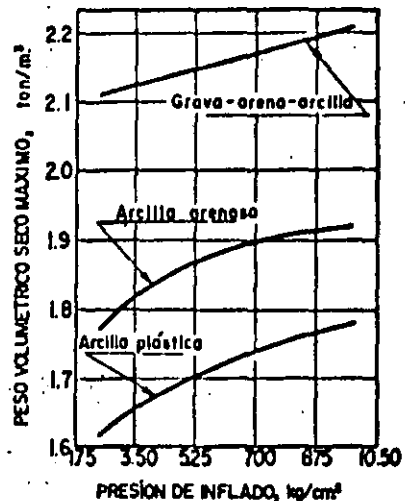


Figura IV-16. Compactación con rodillo neumático. Relación entre presión de inflado y peso volumétrico seco máximo (Refs. 13 y 18).

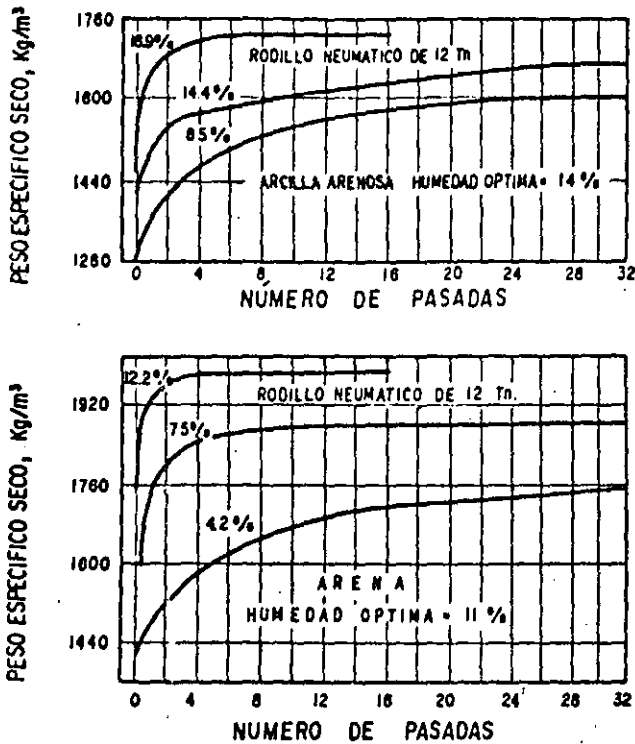


Figura IV-17. Gráfica que muestra el efecto del contenido de agua y el número de pasadas del equipo sobre la compactación.

el de los pesos volumétricos secos que se obtienen con rodillo neumático en función de la presión de la llanta, del número de pasadas y del contenido de agua del suelo, un limo de baja compresibilidad (ML). Puede observarse que para la humedad más alta manejada en la prueba (18%) influyó poco el aumento en el número de pasadas de 4 a 16, y otro tanto puede decirse del aumento de la presión de la llanta a partir de cierto valor. Al disminuir la humedad de compactación, el aumento de la presión de la llanta se traduce en una mayor eficiencia, según ya se dijo, y el número de pasadas también ejerce mayor efecto. Nótese cómo, para una humedad de compactación dada, el aumento de la presión de las llantas del rodillo permite disminuir en gran medida el número de pasadas necesario para lograr

un cierto peso volumétrico seco. Nótese también la gran influencia de la humedad de compactación en la eficiencia del proceso.

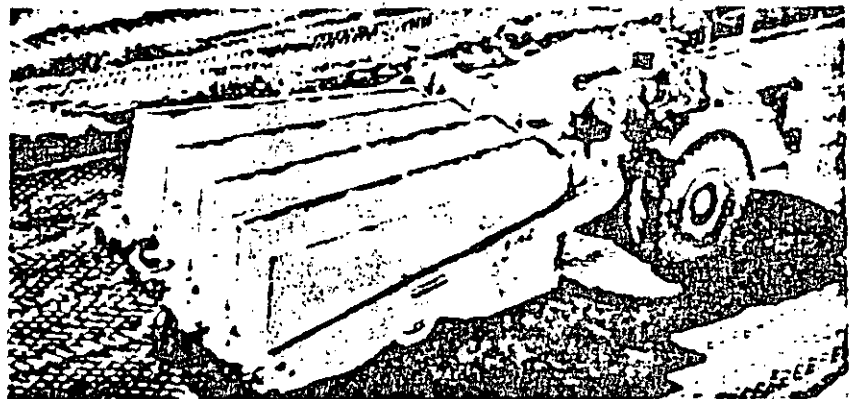
En cualquier tipo de suelo, un incremento en la carga por rueda o en la presión de inflado produce un aumento en el peso volumétrico seco máximo, como se puede apreciar en la Fig. IV-16.

Ese incremento va acompañado de una disminución en el contenido de agua óptimo. No obstante, es poco recomendable aumentar la presión de inflado sin incrementar en la misma proporción la carga por rueda, pues ello reduciría el área de contacto, haría que no se presentasen las presiones de confinamiento horizontal de que ya se habló y tendería a producir mayores variaciones del grado de compactación con la profundidad.

En la Fig. IV-17 se tipifican otros datos de interés con base en una investigación realizada por el Road Research Laboratory de Londres, Inglaterra.

En la figura se muestran los resultados de la compactación de dos suelos, una arena y una arena arcillosa, efectuada con un rodillo neumático relativamente ligero y de ruedas múltiples. La humedad óptima que se señala es la correspondiente a la prueba británica estándar, que es muy similar a la AASHO estándar, la cual se mencionará más adelante en este mismo capítulo. Aparecen curvas que relacionan el peso volumétrico seco con el número de pasadas que se dieron a diferentes contenidos de agua en el suelo; debe notarse cómo la humedad ejerce una gran influencia en la eficiencia del equipo, al grado de que con un cierto contenido de agua es posible alcanzar un peso volumétrico que con otra humedad no podría lograrse prácticamente con ningún número de pasadas concebible. Ello hace ver que la elección de humedad de compactación en el campo no puede fijarse con base en ninguna idea rutinaria, por ejemplo con el criterio simplista tan frecuente de que sea igual a la humedad óptima de alguna prueba de laboratorio de control, aun cuando ésta pudiera ser una guía. Una vez más resalta la idea básica de que la humedad conveniente para trabajar con un cierto equipo en determinado suelo, no tiene por qué ser igual a la humedad óptima de la prueba de laboratorio que se vaya a usar para controlar los tra-

Rodillo neumático tipo remolcado, de 4 llantas, cada una de las cuales lleva montada una caja oscilatoria. La unidad de 4 secciones se fabrica con peso total de 13.5 a 91 ton y presión de inflado de 5.6 a 10.6 kg/cm².



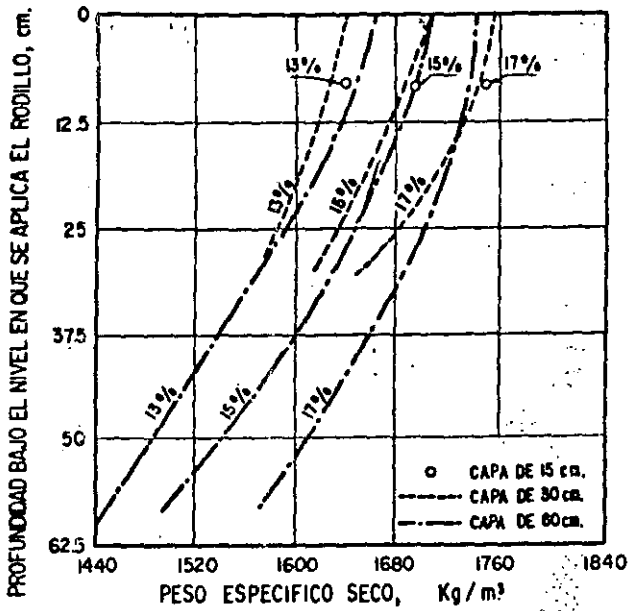


Figura IV-18. Influencia del espesor de la capa y el contenido de agua en la compactación. Rodillos neumáticos (Refs. 4 y 19).

bajos de compactación. La razón principal, obviamente, es que las energías de compactación son distintas en ambos casos.

En la Fig. IV-17 se ve también cómo se reduce la eficiencia del equipo de compactación a partir de cierto número de pasadas, que depende del suelo y de su contenido de agua.

En la Fig. IV-18 (Ref. 4, también citada en la Ref. 19) se muestran otros resultados de interés, esta vez relacionados con la eficiencia de la compactación de rodillos neumáticos según el espesor de la capa tendida y sometida a compactación.

Se presentan datos correspondientes a capas de tres espesores: 15, 30 y 60 cm. Se ven los pesos volumétricos secos que se obtuvieron con tres contenidos

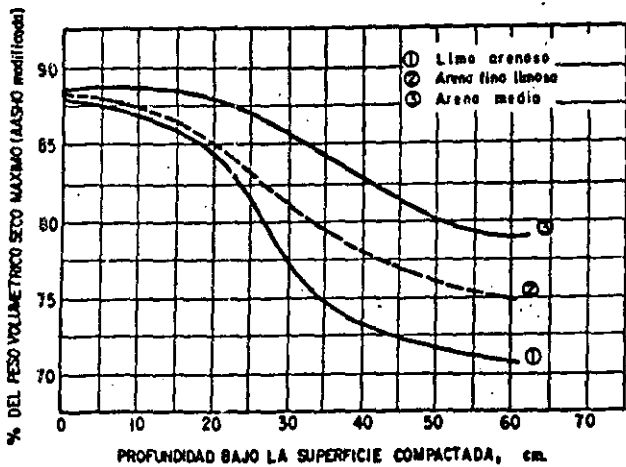


Figura IV-19. Influencia de un rodillo neumático a lo largo de la profundidad de la capa compactada (Ref. 16).

de agua; en este caso se utilizó un rodillo neumático pesado y se compactó suelo arcilloso homogéneo. La lección práctica que se desprende de la gráfica es la siguiente: al realizar trabajos de campo siempre se exige al constructor un cierto peso volumétrico mínimo en todo el espesor de la capa; puede verse que para lograr tal fin y no tener problemas de control de calidad, al constructor probablemente le conviene emplear un equipo que dé pesos volumétricos mayores que el exigido en los niveles superiores de una capa potente, para así garantizar el que se exige en los inferiores. La gráfica también permite ver la influencia del espesor de la capa en la selección del equipo de compactación y en la eficiencia y el costo de la operación. Se observa que la elección del espesor de la capa no es arbitraria, sino que resulta estar íntimamente ligada al equipo disponible, la humedad de compactación, etc. Para un equilibrio eficaz, todos estos factores suelen requerir del uso de terraplenes de prueba en que se realicen las investigaciones previas necesarias.

La Fig. IV-19 (Ref. 16) complementa hasta cierto punto la información de la figura anterior. En ella se ilustra la forma en que el esfuerzo de compactación afecta al suelo a distintas profundidades.

Se utilizó un compactador de rodillos neumáticos de 14 ton de peso y 13 llantas repartidas en dos ejes, con aproximadamente una tonelada de carga por llanta; el área de contacto fue de 19 X 38 cm y la presión de inflado de 2.5 kg/cm²; los tres suelos estudiados se colocaron en capas sueltas de 75 cm de espesor y se compactaron con 6 pasadas. Puede observarse que la eficacia del rodillo disminuye con bastante rapidez con la profundidad, si bien no tanto como en los rodillos lisos.

Los rodillos neumáticos suelen disponerse en uno o dos ejes, sobre los que normalmente existe una plataforma o depósito para el lastre; pueden ser remolcados o autopropulsados. Los rodillos ligeros por lo general son autopropulsados, pesan menos de 13 ton y están provistos de 9 a 13 ruedas en dos ejes. Los de peso medio varían de 13 a 25 ton y suelen tener de 4 a 11 ruedas, en uno o dos ejes. Los pesados se fabrican con pesos de 25 a 110 ton y por lo común tienen 7 ruedas en dos ejes o 4 en un solo eje.

Existe un tipo de compactador neumático, denominado de ruedas bamboleantes, que tiene las ruedas de uno de sus ejes en posición oblicua respecto al mismo, lo que contribuye a aumentar el efecto de amasado; esto incrementa la eficiencia del equipo en los suelos finos en que el efecto es deseable.

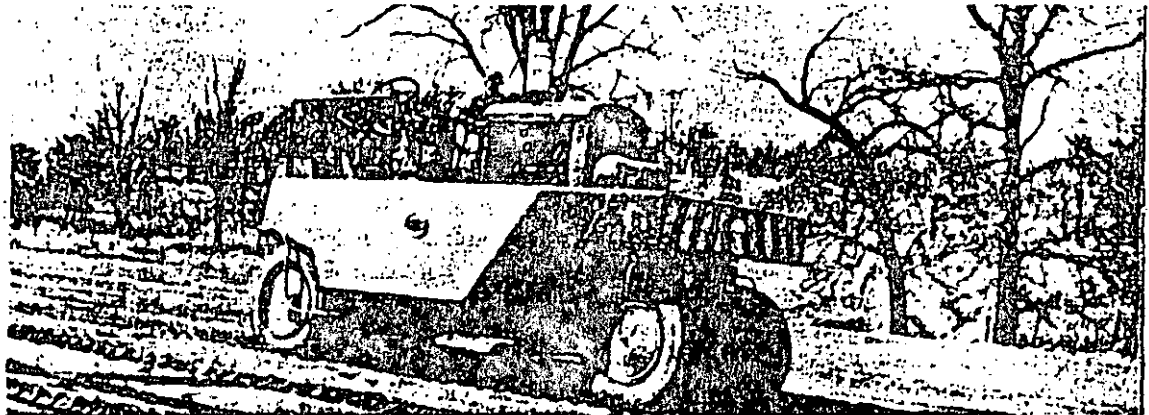
En la tabla IV-5 se muestran las características más comunes de los rodillos neumáticos.

Influyen en el rendimiento de los compactadores de rodillos neumáticos la carga por rueda, la presión de inflado, el ancho del rodillo, el porcentaje de cubrimiento por pasada, el traslape entre pasadas y la velocidad del compactador. Aunque cada caso puede ser diferente de los demás, en la tabla IV-6 se anotan, a manera de ilustración, los rendimientos promedio de varios rodillos neumáticos que se obtuvieron al compactar una arena arcillosa hasta alcanzar un 95% del peso volumétrico seco máximo determinado por medio de una prueba Proctor estándar:

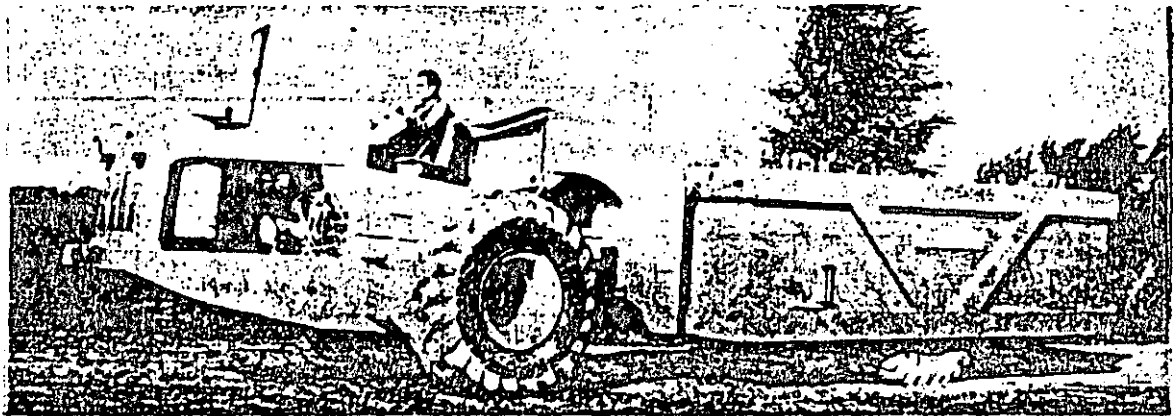
Tabla IV-5

Rodillos neumáticos Especificaciones comunes

Ancho total del equipo	152 a 305 cm
Tamaño de la llanta	7.50 × 15 a 30 × 40 plg
Espaciamiento entre ruedas, centro a centro	45.6 a 76.2 cm
Peso total del rodillo	6 a 110 ton
Carga por rueda	0.6 a 27 ton
Presión de inflado	1.76 a 10.6 kg/cm ²
Presión de contacto	1.5 a 8.5 kg/cm ²
Area de contacto	480 a 3,730 cm ²



Rodillo neumático autopulsado, con 30 ton de peso máximo y 7 ruedas.



Rodillo neumático tipo remolcado, con 4 llantas, peso máximo de 100 ton y presión de inflado de 3.5 a 10.5 kg/cm².

Tabla IV-6
Rendimientos promedio de rodillos neumáticos

Peso del rodillo	Carga por rueda	Presión de inflado	Ancho de la faja compactada	Velocidad del rodillo	Número de pasadas	Espesor de la capa compactada	Rendimiento de suelo compactado
ton	ton	kg/cm ²	m	km/h	—	cm	m ² /h
13.44	1.35	2.54	2.08	3.65	4	12.7	199
22.4	2.26	5.64	2.15	3.65	4	15.2	245
50.4	5.09	6.34	2.35	3.65	4	17.7	321
50.4	5.09	9.86	2.35	3.65	4	20.3	367
50.4	10.18	6.34	2.35	3.65	4	22.8	550
50.4	10.18	9.86	2.35	3.65	4	25.4	611

La Fig. IV-20 muestra los rendimientos máximos de un rodillo neumático pesado, con una carga por rueda de 11.4 ton, una presión de inflado de 10.6 kg/cm² y un ancho de 3.05 m, al compactar una capa de material de 23 cm; se considera un cubrimiento completo por pasada, para un ancho de capa compactada igual al del rodillo, por lo que la gráfica debe considerarse ideal, en forma análoga a otras gráficas similares que se han presentado en este capítulo para distintos tipos de rodillos.

A medida que el suelo se compacta, su resistencia a la penetración va aumentando, por lo que a veces resulta conveniente emplear al principio equipos que transmitan presiones de contacto relativamente bajas, y utilizar en las etapas finales de la compactación otros que puedan transmitir presiones mayores. Existen rodillos neumáticos autopropulsados provistos de un dispositivo especial que permite al operador variar la presión de inflado de las llantas hasta cierto límite, sin interrumpir el proceso de compactación; los cambios de presión se efectúan con una compresora conectada a las llantas. En la actualidad hay equipos de este tipo que pueden variar la presión de inflado de 2.1 a 7 kg/cm², lo que permite aumentar la eficiencia de un proceso y abatir sus costos. Estos equipos se utilizan sobre todo en la compactación de la capa subrasante.

Los rodillos neumáticos se usan principalmente en los suelos arenosos con finos poco plásticos, en los que no existen grumos cuya disgregación requiera grandes concentraciones de presión, como las que producen los rodillos pata de cabra; en estos suelos resulta eficiente la aplicación de presiones uniformes en áreas mayores, lo que incluso evita que se produzcan zonas sobrefatigadas en el material compactado.

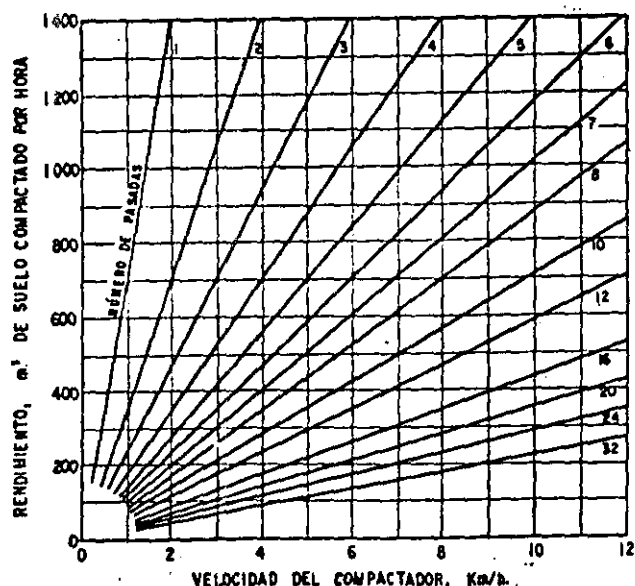


Figura IV-20. Relación entre el rendimiento de un rodillo neumático, la velocidad de operación y el número de pasadas de las ruedas por un mismo punto (Ref. 16).

En limos poco plásticos también son eficientes los rodillos neumáticos.

B-3 Comparación de resultados entre rodillos neumáticos y pata de cabra. Con frecuencia no es posible distinguir los campos de aplicación práctica de los rodillos neumáticos y de los de pata de cabra, según ha quedado ya establecido, de manera que en numerosos casos, para muchas organizaciones la elección de uno u otro equipo es casi cuestión de costumbre o de preferencia particular. Se ha dicho con frecuencia que del mecanismo de compactación del rodillo pata de cabra se puede esperar una compactación más uniforme que la que es posible obtener con rodillos neumáticos; y como la uniformidad es una característica altamente deseable, en el pasado esa opinión inclinaba a muchos constructores a preferir los rodillos pata de cabra en los casos de duda. Sin embargo, los datos cuantitativos disponibles no corroboran tal opinión, sino la contraria; es decir, se inclinan en favor del rodillo neumático. Estos datos se ilustran en la tabla IV-7, tomada en la Ref. 13. En ella se ve que, con una misma presión de inflado, crece la uniformidad que se logra con los rodillos neumáticos al aumentar la carga por rueda, y que, en el caso de los rodillos pata de cabra, se insinúa una ligera ventaja en favor del vástago de forma prismática (tipo c de la Fig. IV-4).

Tabla IV-7
Variación del peso volumétrico seco con la profundidad en una capa compactada

I. Rodillo pata de cabra

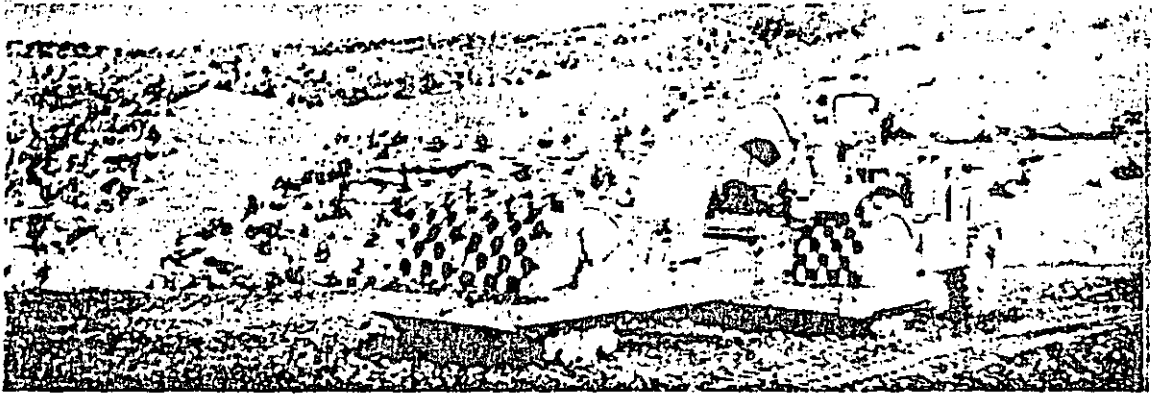
Espesor de la capa compactada: 15 cm.

Tipo de suelo	Relación entre el peso volumétrico seco medio en el tercio inferior y el peso volumétrico seco medio en el resto de la capa	
	Pata tipo a de la Fig. IV-4, de 17.5 cm de longitud	Pata tipo c de la Fig. IV-4, de 19.5 cm de longitud
Arcilla plástica	0.88	0.88
Arcilla limosa	0.82	0.88
Arcilla arenosa	0.80	0.90
Mezcla de grava, arena y arcilla	1.00	0.86

II. Rodillo neumático

Espesor de la capa compactada: 30 cm.

Tipo de suelo	Relación entre el peso volumétrico seco medio en el tercio inferior y el peso volumétrico seco medio en el resto de la capa			
	10300 kg por rueda 9.9 kg/cm ²	10300 kg por rueda 6.35 kg/cm ²	5150 kg por rueda 9.9 kg/cm ²	5150 kg por rueda 6.35 kg/cm ²
Arcilla plástica	0.93	0.93	0.88	0.88
Arcilla arenosa	0.95	0.94	0.90	0.89
Mezcla de arcilla, grava y arena	0.95	0.95	0.95	0.96



Rodillo apisonador autopropulsado, que tiene una forma de pata apisonadora, especialmente diseñada para trabajar a velocidades hasta de 24.1 km/hora.

Además de este hecho, cuyo conocimiento no parece estar suficientemente extendido, se sabe de otras ventajas de uno de estos tipos de rodillos sobre el otro.

a. En suelos residuales, el rodillo pata de cabra logra mayor uniformidad y es más eficiente que el neumático, debido a que la concentración de presión que producen sus patas permite desintegrar fragmentos de roca intemperizada.

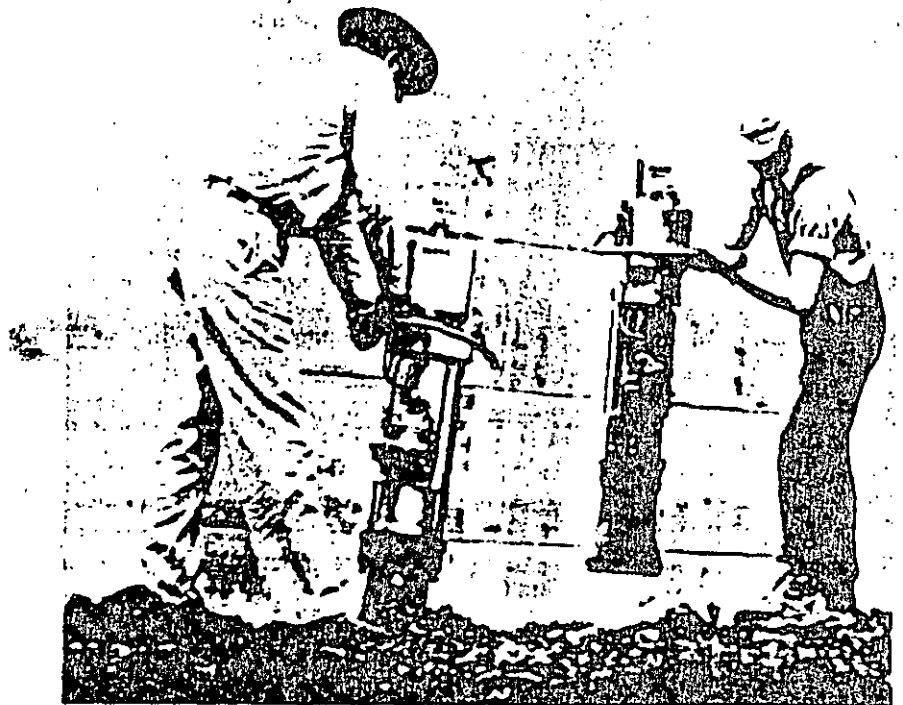
b. Por razones que ya se han mencionado, el rodillo pata de cabra produce una mejor unión entre capas sucesivas que los rodillos neumáticos.

c. Los rodillos neumáticos pueden compactar capas más gruesas y a mayor velocidad que los rodillos pata de cabra. Además de la ventaja económica que esto implica, el mayor espesor de capa permite incluir material grueso de mayor tamaño.

d. En suelos con grandes guijarros, las llantas neumáticas permiten una distribución de esfuerzos más uniforme, en tanto que el tambor rígido del rodillo pata de cabra suele puentearse sobre sus vástagos entre tales guijarros, dejando prácticamente sin compactar el suelo intermedio.

C Compactación por impacto

En los procedimientos de compactación por impacto es muy corta la duración de la transmisión del esfuerzo. Los equipos que pueden clasificarse dentro de este grupo son los diferentes tipos de pisones, cuyo empleo está reservado a áreas pequeñas, y ciertas clases de rodillos apisonadores (tamper) semejantes en muchos aspectos a los rodillos pata de cabra, pero capaces de operar a velocidades mucho mayores que estos últimos, lo que produce un efecto de impacto sobre la capa de suelo que se compacta.



Compactadores de pión, accionados por motor de explosión, compactando un suelo en una superficie de área pequeña.

Los pisones pueden ir desde los de tipo más elemental, de caída libre y accionados a mano, hasta aparatos bastante más complicados movidos por compresión neumática o por combustión interna. Sobre todo por razones de costo, en todos los casos su empleo está limitado a determinadas partes de la estructura vial, tales como zanjas, desplante de cimentaciones, áreas adyacentes a alcantarillas o estribos de puentes, cobertura de alcantarillas, etc. y en donde no puedan usarse otros equipos de compactación de mayor rendimiento, por razones de espacio o por temor al efecto de un peso excesivo.

Los pisones de caída libre pueden ser desde simples mazas unidas a un mango y accionadas por un hombre, hasta mazas de 2 ó 3 ton que se izan con cables y se dejan caer desde uno o dos metros de altura. Estos modelos pesados, accionados por una máquina apropiada, se han usado con éxito en la compactación de grandes fragmentos de roca.

Los pisones neumáticos o de explosión se levantan del suelo por la reacción que ellos mismos generan al funcionar contra el propio suelo, lo que basta para elevarlos 15 ó 20 cm. Se les considera apropiados para compactar suelos cohesivos, pero pueden resultar convenientes en otros tipos de suelos.

Actualmente se fabrican pisones con pesos desde 30 hasta 1,000 kg. Pisones de media tonelada han producido excelentes compactaciones con 5 ó 6 cubrimientos sobre capas de 20 a 25 cm; se han reportado rendimientos del orden de 200 a 250 m³/h.

Los rodillos apisonadores (tamper) operan a velocidades de 20 ó 25 km/h, y ello, unido a la forma, las dimensiones y la separación de sus patas, hace que su efecto sobre el suelo sea básicamente el de una compactación por impacto. Todavía no se han estudiado suficientemente los resultados obtenidos al usar estos rodillos, pero parece que su mejor rendimiento se logra en suelos finos con abundante contenido de grava y guijarros o en suelos finos residuales que contengan fragmentos de roca parcialmente intemperizados.

D Compactación por vibración

Para la compactación por vibración se emplea un mecanismo, bien sea del tipo de masas desbalanceadas o del tipo hidráulico pulsativo, que proporciona un efecto vibratorio al elemento compactador propiamente dicho. La frecuencia de la vibración influye de manera extraordinaria en el proceso de compactación, y se ha visto que su intervalo de variación óptimo puede estar comprendido entre 0.5 y 1.5 veces la frecuencia natural del suelo, lo que lleva al aparato a frecuencias prácticas del orden de 1,500 a 2,000 ciclos por minuto, si bien existen en el mercado equipos comerciales cuya frecuencia alcanza hasta 5,000 ciclos por minuto. El elemento compactador propiamente dicho lo constituyen reglas, placas o rodillos.

Hay varios factores inherentes a la naturaleza de la vibración que influyen de manera substancial en resultados que rinde el equipo; los principales son:

- a) La frecuencia, esto es, el número de revoluciones por minuto del oscilador.
- b) La amplitud, generalmente medida por una distancia vertical en casi todos los equipos comerciales.
- c) El empuje dinámico que se genera en cada impulso del oscilador.
- d) La carga muerta, es decir, el peso del equipo de compactación, sin considerar el oscilador propiamente dicho.
- e) La forma y el tamaño del área de contacto del vibrador con el suelo.
- f) La estabilidad de la máquina.

Además existen otras características de gran influencia referentes al suelo por compactar. De muchas de ellas se hablará en lo que sigue, pero conviene destacar ahora el contenido de agua del suelo y su naturaleza propiamente dicha. En el caso de la vibración, para obtener la máxima eficiencia de compactación, el contenido de agua óptimo del suelo suele ser bastante menor que el que el mismo requeriría para ser compactado por otro procedimiento.

Quizá la ventaja principal de la aplicación de la vibración a las técnicas de compactación estriba en la posibilidad de trabajar con capas de mayor espesor que las que es común usar con otros compactadores; esto aumenta el rendimiento del proceso y reduce el costo de la operación. Por ejemplo, en suelos del tipo GW o GP, la compactación por vibración puede conseguir con facilidad el mismo resultado en capas de 60 cm que el que se lograría con el uso de rodillos neumáticos muy pesados en capas de 20 ó 30 cm de espesor. Ya se ha hablado de la práctica estadounidense de compactación de capas de 1.20 m, si bien usando rodillos vibratorios de peso excepcional.

Los procedimientos de compactación de campo combinan siempre la vibración con la presión; la vibración utilizada sola resulta poco eficiente. La presión es necesaria para vencer los nexos interparticulares que se producen tanto en los suelos gruesos como en los finos.

En los suelos gruesos, la vibración es conveniente porque reduce por instantes en forma considerable la fricción interna de los granos. La presión estática debe vencer esta fricción en todo su valor, por un mecanismo en el que incluso aumenta mucho la resistencia al deslizamiento de los granos, precisamente por el aumento en la presión normal. En el movimiento vibratorio que un suelo friccionante sufre bajo el compactador por vibración, se produce una orientación de las partículas en el momento en que tienden a separarse y una fuga de las partículas más finas hacia los huecos entre las partículas más grandes.

En diversas pruebas (Ref. 20) se ha llegado a apreciaciones cuantitativas de la reducción de la fricción interna que se consigue por un proceso vibratorio; ésta ha llegado a ser de 15 veces en arenas y de 40 en gravas. A este efecto reductor de la fricción se suma la presión del compactador, con sus cargas de compresión y esfuerzo cortante, las que además de mejorar el acoplamiento entre las partículas y aumentar la

posibilidad del relleno de huecos, contrarrestan las fuerzas de tensión capilar que pueden existir entre los granos de arena. También esta aparente cohesión por capilaridad se ha cuantificado en forma experimental (Ref. 20); las presiones para vencerla son del orden de 0.5 a 1 kg/cm² en gravas y arenas, y de 4 a 7 kg/cm² en arcillas compactadas al 90% del peso volumétrico seco máximo correspondiente a la prueba Proctor modificada.

Las fuerzas de cohesión aparente son menores cuanto mayor sea el tamaño de las partículas predominantes en el suelo, de manera que en gravas y fragmentos de roca no son muy relevantes. Ello no obstante, se ha visto que el contenido de agua del material que se compacta juega un papel importante también en estos suelos; este punto se discutirá con mayor detalle cuando se trate de la compactación de pedraplenes, más adelante en este mismo capítulo. Puede anticiparse que cuando se compacta un suelo muy grueso con vibración se propicia la salida rápida del agua durante el proceso, si ésta existiera en cantidad importante, lo que conduce a la conclusión práctica de que las gravas y los fragmentos de roca podrán compactarse exitosamente con contenidos de agua muy bajos.

Si el suelo grueso (arena y grava) contiene una cantidad apreciable de finos y su contenido de agua es alto, la compactación por vibración puede dificultarse notablemente. Desde el punto de vista de la compactación por métodos vibratorios convendrá siempre que dicho contenido de finos no exceda el 10% (Ref. 21).

Cuanto más uniforme sea la arena o la grava, más difícil será compactar intensamente la parte superficial del suelo. De hecho, un espesor quizá del orden de los 10 cm tendrá menor compactación que zonas más profundas, pero este hecho carece usualmente de una importancia especial; si sobre la capa compactada vienen otras, al compactar éstas se resolverá la situación. En el caso de las carreteras, la última capa de una base se compactará con la carpeta o con la capa de revestimiento. La compactación de los suelos gruesos uniformes con métodos vibratorios pueden mejorarse humedeciéndolos en forma intensa y dando las pasadas finales a alta velocidad; también ayuda el dar las últimas pasadas con vibraciones de pequeña amplitud. No está claro por el momento el papel del agua en estos casos, pero su acción densificante podría relacionarse con el humedecimiento de las aristas de las partículas gruesas, que propicia su aplastamiento bajo las altas presiones que se producen en los contactos entre los granos en los suelos uniformes, en los que cada partícula se apoya en sus vecinas a través de pocos puntos, en los que se producen altas presiones (capítulo I).

El papel del agua es en cambio muy claro cuando se compactan con vibración suelos gruesos en los que existan presiones capilares importantes entre sus granos; el añadir agua disminuye la tensión capilar y propicia el acomodo de los granos.

De hecho esta idea ha conducido a métodos prácticos para la compactación de arenas gruesas, gravas y fragmentos de roca. Otras veces se "arma" la capa por compactar dándose las primeras pasadas con un contenido de humedad bajo (se usa para tal armado la cohesión aparente que da la capilaridad) y se añade agua a medida que se dan las pasadas subsecuentes, con lo que se busca eliminar los efectos de capilaridad.

La Fig. IV-21 ilustra el efecto favorable que pueden tener los métodos vibratorios de compactación en un caso particular dado.

La figura se refiere a un proceso de compactación que se realizó en Inglaterra para la autopista Lancashire-Yorkshire, en el que se compactaron pedraplenes con tamaño máximo de 60 cm, con 90 cm de espesor de capa, con el empleo de rodillos neumáticos de 50 ton y rodillos de rejilla de 13.5 ton, como representativos de los métodos estáticos de compactación, así como rodillos vibratorios de 8 y 5 ton para aplicar vibración a los pedraplenes. Es de notar la gran ventaja de la vibración en este proceso.

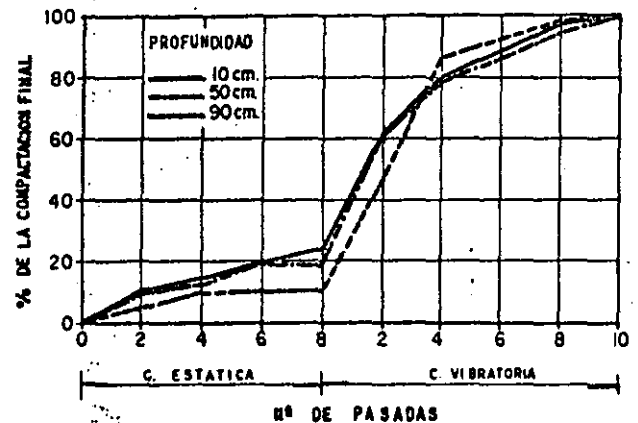


Figura IV-21. Ilustración de la eficacia de la compactación por vibración (Ref. 20).

En la Fig. IV-22 (Ref. 20) se puede apreciar lo que influye la frecuencia de vibración en los procesos de compactación. Se presentan datos de un rodillo vibratorio de 5 ton de peso que compacta una capa de 60 cm de espesor de un suelo gravo-arenoso. La misma figura ilustra el efecto de disipación de la compactación con la profundidad, para el mismo caso particular.

En lo que se refiere a los suelos finos arcillosos que se compactan por vibración, se ha visto una influencia muy grande del contenido de agua; las arcillas poco húmedas exigen grandes energías de compactación y los equipos que las compacten han de ejercer adicionalmente grandes presiones. El compactador ha de vencer las fuerzas internas que aglutinan los granos de arcilla, lo que exige presiones adicionales a la vibración del orden de 8 kg/cm², tal como más atrás se ha comentado. Este requerimiento hace que el espesor de las capas que pueden manejarse sea mucho menor que en el caso de arenas y otros suelos friccionantes, así como que la compactación haya de darse con equipos pesados pata de cabra o neumáticos,

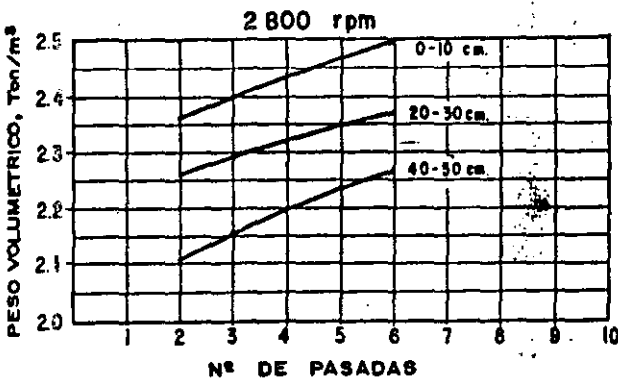
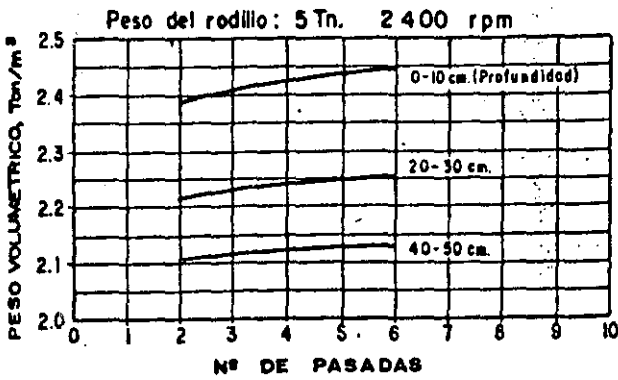


Figura IV-22. Influencia de la frecuencia del vibrador en un proceso de compactación (Ref. 20).

capaces de dar la presión requerida adicional a la vibración.

No están del todo definidos los mecanismos a través de los que la vibración actúa en las arcillas húmedas, en condición más o menos plástica, pero parece ejercer un efecto favorable al hacer variar la viscosidad de las sustancias coloidales, fenómeno que se ha detectado en masas de arcilla en vibración. Las arcillas húmedas pueden compactarse con energías mucho menores que las más secas y con equipos que ejerzan una presión adicional también mucho menor. Por otra parte (Ref. 21) se ha visto que en las arcillas blandas homogéneas, en las que puede ser relativamente fácil alcanzar una cierta compactación, puede hacerse muy difícil elevar el nivel del proceso en forma substancial. Se ha dicho (Ref. 21) que puede llegar a ser imposible hacer llegar en el campo y con cualquier equipo vibratorio a una arcilla blanda homogénea a pesos volumétricos secos superiores a un 90% de los

que adquieren en el laboratorio en una prueba AASHO modificada, del tipo de la que más adelante se describe en este mismo capítulo.

Se ha visto que la vibración puede disminuir la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas, probablemente al producir una degradación estructural (capítulo 1) gradual y permanente. El efecto es tanto más notorio cuanto más sensible sea la arcilla. La Fig. IV-23 (Ref. 22) hace ver claramente estos efectos en un caso particular; la resistencia al esfuerzo cortante se midió con pruebas de veleta.

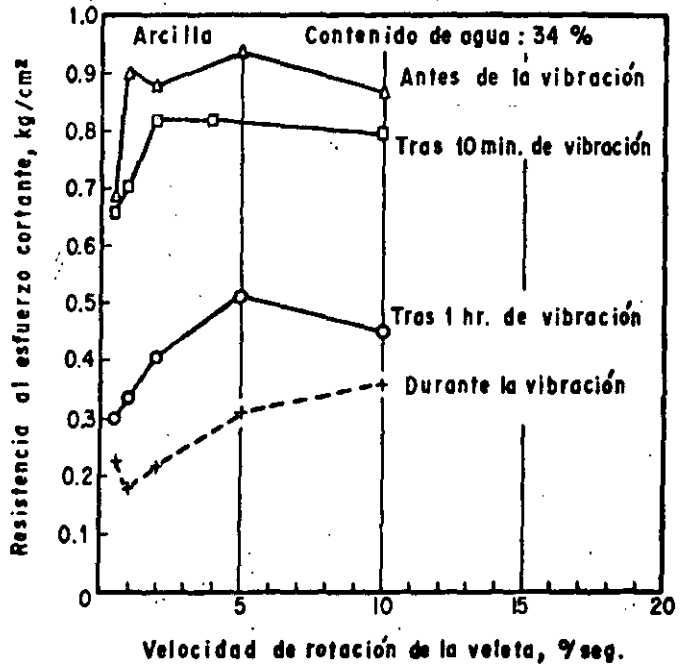
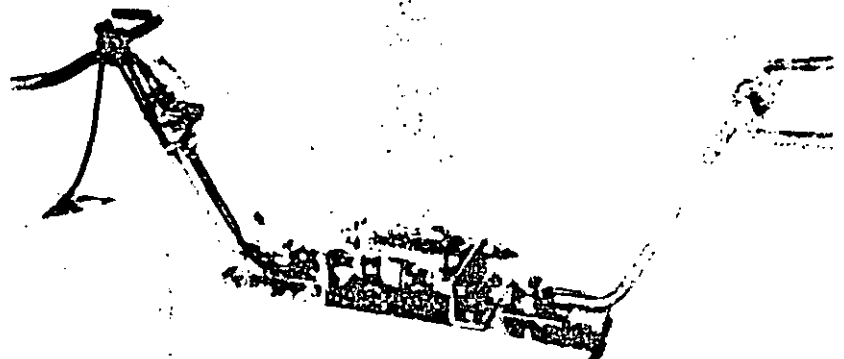


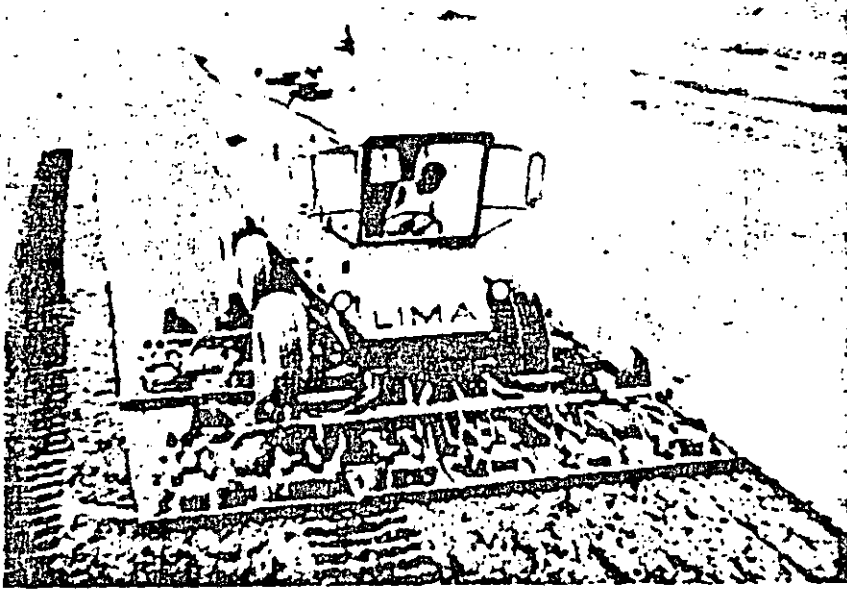
Figura IV-23. Variación de la resistencia al esfuerzo cortante de una arcilla con vibración (Ref. 22).

Los limos y los suelos limosos pueden compactarse adecuadamente por métodos vibratorios cuando su contenido de agua es próximo al óptimo y cuando los espesores de capa no son excesivamente grandes.

Uno de los equipos vibratorios de más extenso uso es el manual de placa, en el que ésta es accionada por un operador que utiliza un mango o maneral; si se opera de modo eficiente, puede avanzar unos 10 m por minuto. Las placas vibratorias también pueden montarse en un bastidor al que remol-



Compactador vibratorio de una sola placa, accionado por un motor eléctrico y provisto de dos manerales para moverlo.



Compactador vibratorio de placas múltiples.

que un tractor. En la tabla IV-8 se dan las características más comunes de los compactadores vibratorios de placa.

Tabla IV-8

Compactadores vibratorios de placa
Especificaciones comunes

Peso total del compactador	70 a 6,000 kg
Peso de cada unidad vibratoria	70 a 204 kg
Área de contacto de la placa	1,540 a 13,900 cm ²
Presión de contacto de la placa	0.04 a 0.43 kg/cm ²
Amplitud de la vibración	2.03 a 12.7 mm
Frecuencia	420 a 2,800 ciclos minuto
Ancho de la faja compactada	38 a 960 cm
Velocidad de operación	0.05 a 26.0 km/hora

La operación de equipos vibratorios combinada con la acción de rolado constituye la aplicación más común de los métodos vibratorios; esto se describe en el siguiente párrafo de este inciso.

La Fig. IV-24 (Ref. 22) muestra los valores de las presiones dinámicas que ejercen a diferentes profundidades algunos de los equipos vibratorios actualmente en boga.

Puede verse el comportamiento de los equipos en el intervalo de presiones 0.5-1.0 kg/cm², como se dijo necesario para romper la tensión capilar en los suelos friccionantes y en la zona de más altas presiones, que requieren las arcillas. En el caso de los rodillos lisos

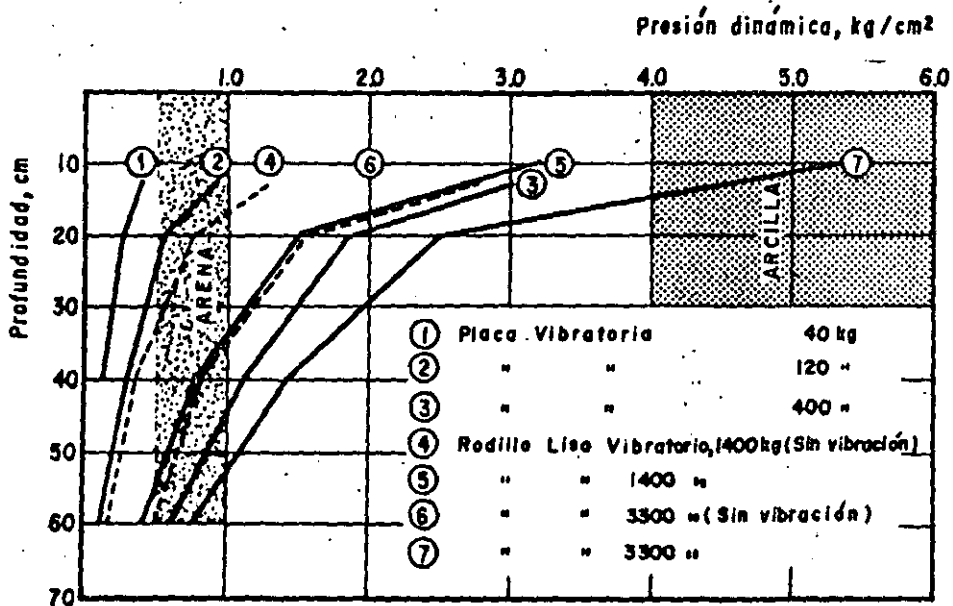


Figura IV-24 Presiones dinámicas ejercidas a diferentes profundidades por algunos equipos vibratorios (Ref. 22).

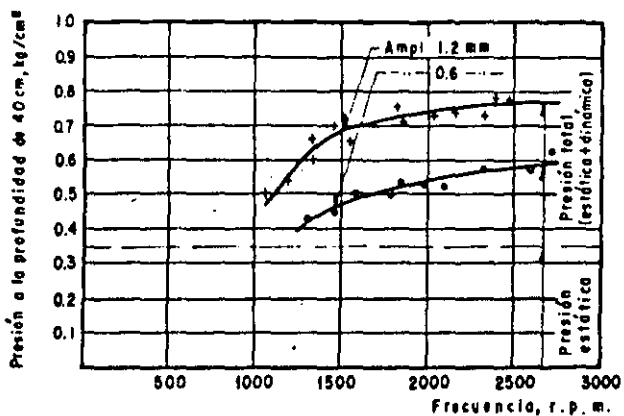


Figura IV-25. Influencia de la frecuencia y la amplitud en las presiones ejercidas por un rodillo liso vibratorio (Ref. 22).

se presentan resultados sin y con vibración, que hacen muy clara la eficacia de esta última.

La Fig. IV-25 (Ref. 22) ilustra el ya mencionado efecto de la frecuencia de la vibración y de la amplitud de la misma en las presiones ejercidas por un equipo vibratorio, que en este caso fue un rodillo liso, provisto de aditamentos de masas desbalanceadas. Nótese el incremento de presión con la vibración, así como el aumento de la misma cuando la frecuencia alcanza valores de 1,500 r.p.m. o algo superiores; esta influencia de la frecuencia disminuye rápidamente para aumentos adicionales. Debe notarse también la gran influencia de la amplitud.

A los métodos de vibración en el campo le son aplicables muchos de los conceptos que se han venido manejando para otros tipos de compactadores; por ejemplo, la información básica contenida en la Fig. IV-7 es válida, así como también lo es la que se refiere al efecto del número de pasadas, muy relevante al principio y mucho menos eficiente posteriormente.

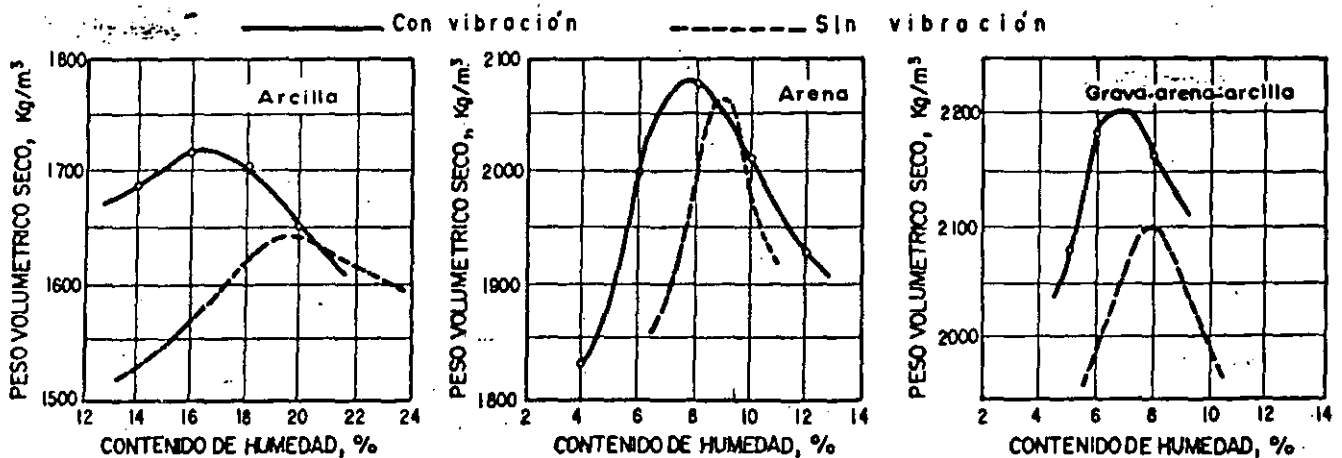


Figura IV-26. Compactación de los contenidos de agua óptimos del suelo en compactación con rodillo liso, con o sin vibración (Ref. 16).

E Compactación por métodos mixtos

La tecnología actual está desarrollando un gran número de equipos en los que se busca combinar los efectos de dos o más de los sistemas tradicionales, a fin de lograr una especialización de las acciones que garantice un resultado óptimo para cada caso particular. Como es natural, el uso de muchos de estos equipos difícilmente se justificará para empresas y organismos que no tengan un alto grado de diferenciación en sus trabajos; en otros casos, aún no hay suficiente experiencia acerca de los propios equipos.

En el compactador de rodillo liso vibratorio, la unidad vibrante se acopla a un equipo liso convencional. Existen remolcados y autopropulsados. Su eficiencia es mayor en los suelos granulares, y pueden combinar los efectos de la vibración y la presión que ya se discutieron, aun en capas de espesor mucho mayor de las que sería capaz de compactar el rodillo liso por sí solo. Son muy eficientes para la compactación de concretos asfálticos.

Existen también de tipo manual, de muy pequeñas dimensiones. En la Fig. IV-26 (Ref. 16) aparecen gráficas de peso volumétrico seco —contenido de agua para tres tipos de suelos, que se compactaron en capas de 23 cm, con 32 pasadas de un rodillo doble liso, con vibración en el tambor delantero; el peso del equipo era de 2.2 ton en total y tenía presiones de 12 y 17 kg/cm por unidad de ancho de los rodillos delantero y trasero, respectivamente.

Las curvas continuas se refieren al equipo con vibración, en tanto que las discontinuas dan datos de la compactación con equipo que no utiliza ese recurso. Puede verse que es menor el contenido de agua que el suelo requiere cuando se usa la vibración que cuando se emplea el mismo sistema pero sin vibración, como ya se dijo antes.

En la tabla IV-9 se muestran las características más comunes de los rodillos lisos vibratorios.

Tabla IV-9
Compactadores lisos vibratorios
Especificaciones comunes

Diámetro del rodillo	53 a 122 cm
Ancho del rodillo	61 a 183 cm
Peso total del rodillo	0.2 a 13 ton
Velocidad de avance	0.5 a 6 km/h
Frecuencia de vibración	1,050 a 5,000 rpm
Amplitud de vibración	Del orden de 1 mm

Entre estos datos tiene especial importancia la velocidad de avance del rodillo, pues influye mucho en la energía de compactación, por ser independiente de la frecuencia.

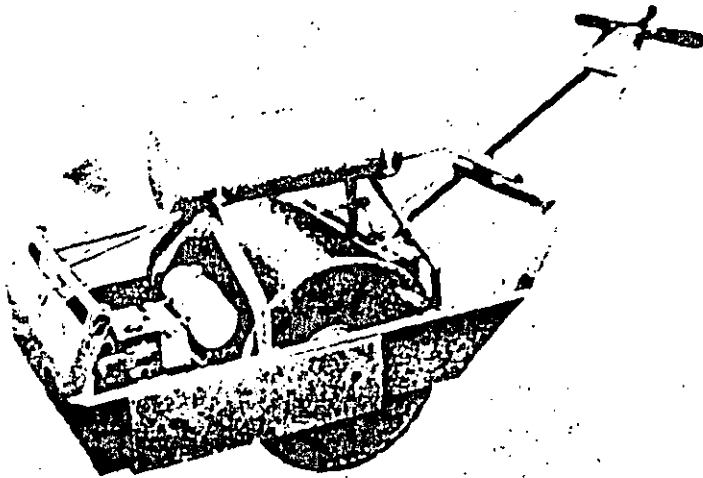
El compactador neumático vibratorio por lo general es de tipo remolcado y encuentra su mejor aplicación en suelos arenosos bien graduados, arenas limosas e, incluso, en arenas arcillosas. Es más eficiente que los rodillos lisos cuando aumenta el contenido de finos del suelo friccionante, pues en este caso logra transmitir sus efectos a mayor profundidad.

Los rodillos pata de cabra con aditamento vibratorio generalmente son de tipo remolcado y se recomiendan para compactar suelos finos arcillosos. Además de otras ventajas que ya se mencionaron, su uso permite utilizar mayor espesor de capa.

La combinación de los rodillos lisos y neumáticos es por lo común a base de ruedas con llantas en el eje trasero y rodillos lisos en el delantero. Suele ser un equipo autopropulsado y tener un aditamento que le permite alzar cualquiera de las dos clases de tambores que posee, de manera que en realidad puede operar con tres modalidades diferentes. Por esta razón, el equipo goza de amplia difusión entre las empresas constructoras.

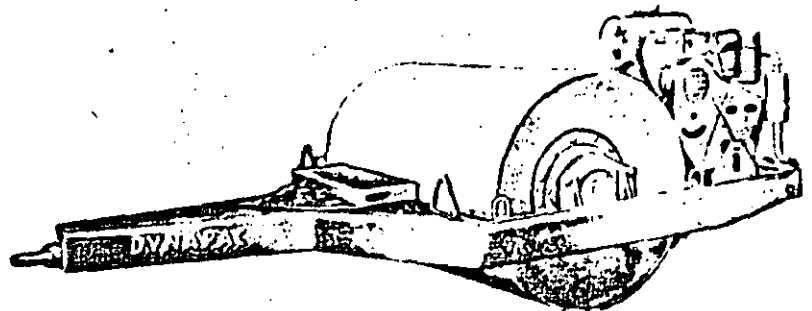
En ocasiones esta combinación se hace aún más versátil dotándola de un vibrador, por lo general adaptado al rodillo liso.

El rodillo liso también se puede combinar con placas o plataformas vibratorias; esto los convierte en equipos muy eficientes para compactar pequeños fragmentos de roca, gravas y mezclas de estos suelos con arena, y permite manejar capas de mucho mayor espesor que las que es posible compactar sólo con rodillo liso.



Rodillo liso vibratorio de propulsión a mano con peso de 203 kg, diámetro de 53 cm y ancho de 61 cm. El mecanismo vibratorio está accionado por un motor de gasolina.

Rodillo liso vibratorio tipo remolcado, con 3.9 ton de peso, 1.9 m de ancho del tambor, 8 ton de fuerza dinámica y 1400 a 1600 vibraciones por minuto. Su velocidad de operación varía de 3 a 5 km/hora.



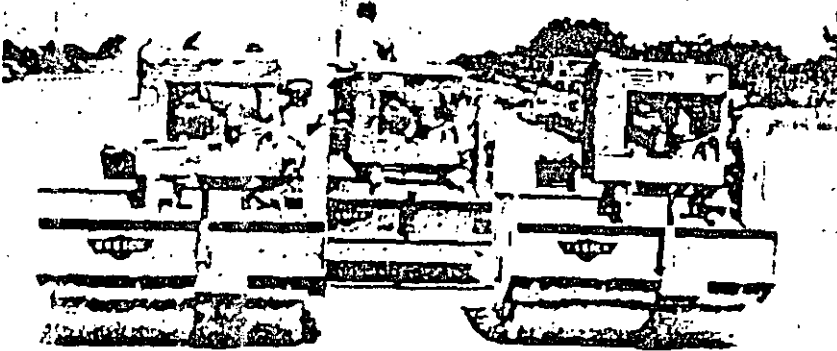
Los rodillos lisos también se usan combinados con rodillos lisos vibratorios, y en ocasiones incluso se añade a esta combinación un eje con rodillos segmentados. Estos equipos suelen tener mecanismos elevadores, que permiten levantar cualquier rodillo, lo que hace aún más versátil al conjunto.

IV-5 ALGUNAS IDEAS UTILES EN LA EJECUCION DE LOS TRABAJOS DE COMPACTACION EN EL CAMPO. GRADO DE COMPACTACION

Desde luego, el primer requisito para quien aspire a realizar un buen trabajo de compactación es conocer razonablemente bien los suelos que se vayan a compactar; esto ha de lograrse por medio de la ex-

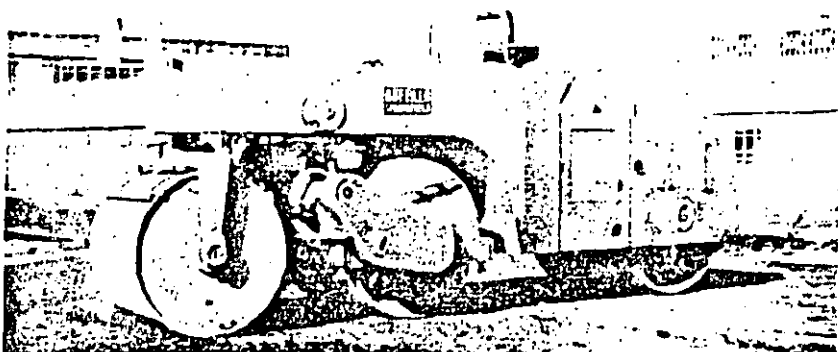
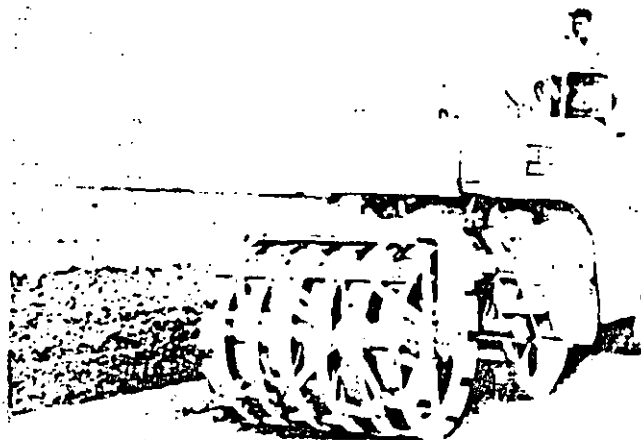
ploración general que se realice a lo largo de la línea, con objeto de producir el estudio geotécnico del proyecto, y por la exploración particular que se efectúe en los bancos de donde se extraerán los materiales. Para tales fines deberán recabarse muestras representativas y completas (40 ó 50 kg), a fin de realizar con ellas las necesarias investigaciones de laboratorio.

La humedad natural del suelo en el campo es un dato importante. También lo será la información que se logre al obtener curvas de compactación, siguiendo el procedimiento de laboratorio que se estime reproduce mejor las condiciones de campo; de ello se hablará en un párrafo posterior de este mismo capítulo.



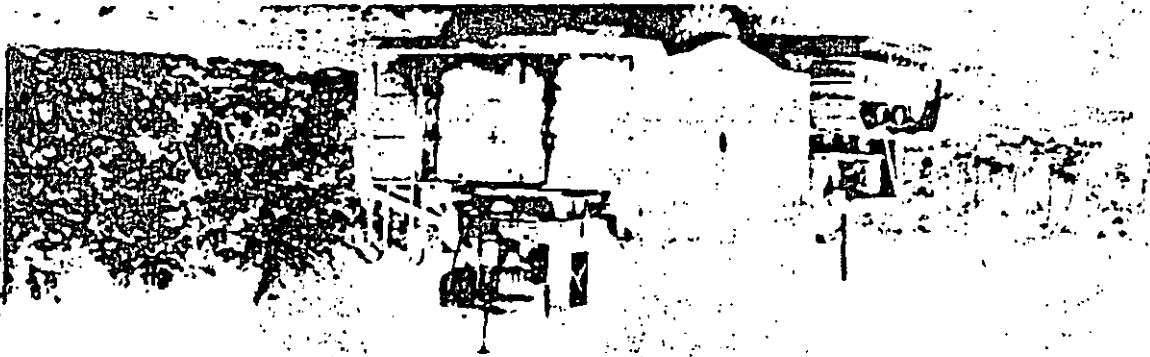
Combinación de 3 rodillos lisos vibratorios, remolcados por un solo tractor.

Compactador compuesto de un rodillo segmentado al frente, un rodillo liso vibratorio y un rodillo liso atrás.



Compactador compuesto de 3 rodillos lisos, con el central vibratorio, el cual puede levantarse para convertir el equipo en un compactador convencional de 2 rodillos lisos en tándem.

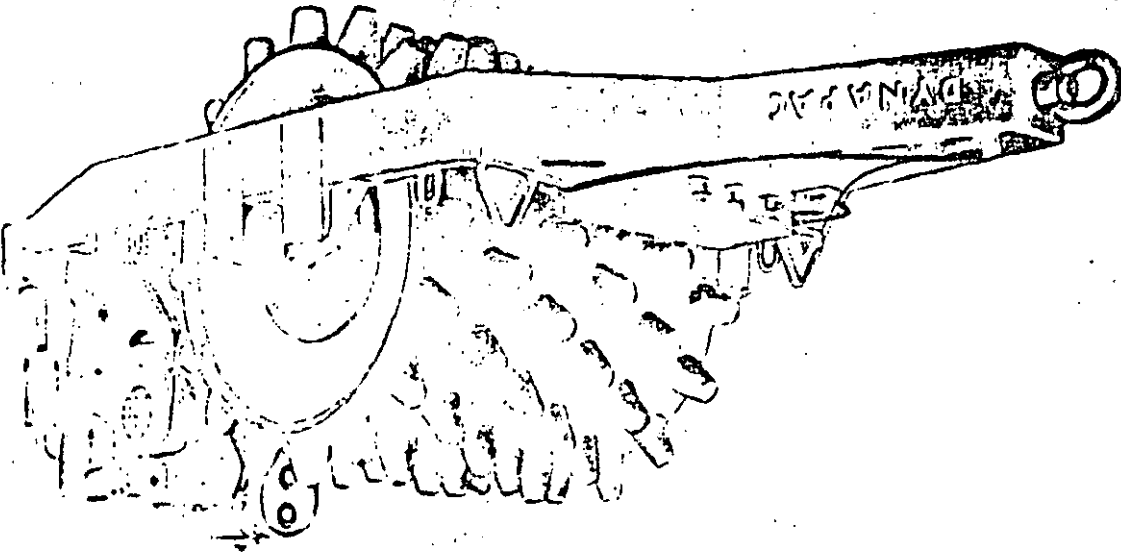
Rodillo neumático vibratorio de tipo pesado, con un solo eje y dos llantas, remolcado por un tractor de oruga.



Compactador compuesto de rodillo liso y rodillo neumático. Presión de inflado de las llantas, hasta 7,0 kg/cm²; carga por cm de ancho del rodillo liso, de 21,4 a 95,5 kg; velocidad de operación hasta de 16,1 km/hora.



Rodillo para de cabra vibratorio, del tipo remolcado, con peso total de 3,9 ton, fuerza dinámica de 10 ton y frecuencia de 1400 a 1600 vibraciones por minuto. El tambor está provisto de 98 patas tronco-cónicas.



También se deben investigar las características de expansión y contracción por secado del suelo, para fijar el porcentaje de cambio de volumen que puede sufrir el suelo en la operación de la vía terrestre; la expansión deberá estudiarse en especímenes compactados y saturados; y la contracción secando el suelo compactado.

La elección del equipo de compactación es fundamental, desde luego. Antes de la elección, además de las características de los suelos que se vayan a compactar, deberán sopesarse cuidadosamente las condiciones estructurales que se desea obtener, de acuerdo con las condiciones de la vía terrestre que se construya y con la ubicación de la zona que se compacte dentro de la sección transversal de la misma. Las consideraciones más importantes que se deben ponderar antes de elegir el equipo apropiado en un caso dado son las siguientes:

- a. Tipo de suelo.
- b. Variaciones del suelo dentro de la obra.
- c. Tamaño e importancia de la obra que se vaya ejecutar.
- d. Especificaciones de compactación fijadas por el proyecto.
- e. Tiempo disponible para ejecutar el trabajo.
- f. Equipos que ya se posea antes de comenzar los trabajos.

La selección de un equipo de compactación es fundamentalmente un asunto de economía. El lector que haya seguido con atención lo expuesto sobre las características y los campos de aplicación de los diferentes equipos disponibles, se habrá percatado de los

enormes traslapes de campos de aplicabilidad entre unos equipos y otros, y es que, en realidad, el desarrollo de los equipos ha sido empírico, regido por impulsos comerciales y por necesidades particulares y sólo rara vez, resultado de un proceso de investigación científica rigurosa. En consecuencia, el ingeniero suele tener varias alternativas de equipo, entre las que deberá decidir, escogiendo la combinación más favorable a sus intereses económicos; es decir, la que lo lleve a satisfacer al mínimo costo los requisitos de calidad impuestos por el proyecto.

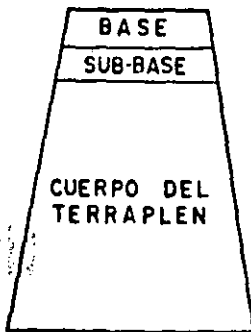
En el párrafo IV-4 de este capítulo se presentaron ya los campos de acción de los diferentes equipos, así como las características de éstos que deben buscarse para hacerlos más eficientes y eficaces. La tabla IV-10 (Ref. 11) ofrece un resumen de los criterios allí expuestos, vertido a través de la opinión de su autor, la que se basa en su propia experiencia, con conclusiones que pudieran no ser compartidas por todos los especialistas.

Tablas como la IV-10 existen en gran profusión dentro de la literatura alusiva, y cada una de ellas refleja la experiencia que han acumulado diferentes instituciones y equipos técnicos. Naturalmente que no es posible reproducirlas aquí todas, ni siquiera las más importantes y completas; sin embargo, se ha juzgado conveniente reproducir en la tabla IV-11 una de las de mayor interés. La información está tomada de la Ref. 21 y se refiere a las características de utilización de los suelos, no sólo en lo que respecta al problema de compactación, sino a otros varios; aun cuando sea cuestionable su inclusión en este lugar, desde el punto de vista del orden de presentación del material, se ha juzgado preferible citarla en conjunto,

Tabla IV-10

Una indicación sobre elección de equipos de compactación

SIMBOLO	MATERIAL	TAMPER	TAMPER	PATA DE CABRA	PATA DE CABRA	LISO	LISO	PATA DE CABRA	PATA DE CABRA	NEUMATICO	NEUMATICO
		AUTOPRO- PULSADO	REMOLCADO	AUTOPRO- PULSADO	REMOLCADO	VIBRATORIO PEQUEÑO	VIBRATORIO PESADO	VIBRATORIO, PEQUEÑO	VIBRATORIO, PESADO	LIGERO	PESADO
	GRANULAR LIMPIO					1	1			3	2
	GRANULAR CON POCOS FINOS	1	1			1	1	2	2		2
	KOCA	2	2				1		2		
GW, GP, SW	ARENA, GRAVA	2	2			1	1	2	2		2
SP	ARENA UNIFORME					1	1	2	2		3
SM, GM	ARENAS O GRAVAS LIMOSAS	1	1	4	4	3	3	2	2		2
ML, MH	LIMOS	1	1	2	2			3	3		2
GC, SC	ARENAS O GRAVAS ARCILLOSAS	1	1	2	2			3	3		2
CH, CL	ARCILLAS	1	1	2	2					3	3



sin fragmentaciones que limiten el panorama global. Es obvio que el lector deberá colocarse hasta cierto punto en guardia contra este tipo de información de carácter tan general y condensado; una tabla como la IV-11 puede ser una excelente norma de criterio, pero desde luego no exime al ingeniero encargado de una obra particular de la obligación de hacer todos los estudios de detalle que se requieran para definir claramente las condiciones concretas a que haya que enfrentarse.

Como ya se dijo, en un proyecto específico suelen fijarse los requerimientos de compactación estableciendo un cierto peso volumétrico seco que se debe alcanzar con el equipo que se utilice. A su vez, el valor de este peso proviene por lo general de un estudio de laboratorio en el que se realizan pruebas de compactación al suelo que haya de manejarse; de entre todas las pruebas disponibles se elige aquella que

mejor represente el proceso de compactación de campo y que garantice un nivel de compactación suficiente para poder asegurar el comportamiento deseado al material en el campo. Ha de comentarse, por cierto, que con frecuencia los ingenieros olvidan el aspecto de representatividad de la prueba de laboratorio que utilizan y les basta ampararse en una prueba suficientemente enérgica como para confiar en que se están estableciendo niveles de compactación bastante altos como para obtener en el campo un material de buen comportamiento, independientemente de que rara vez o casi nunca se investigan las características finales de ese material. Este es quizá el error más común o la deficiencia más grave en relación con el manejo práctico de las técnicas de compactación; los autores de este libro esperan que cuando el lector haya terminado la lectura de este capítulo, especialmente de la parte que se refiere a

Tabla IV-11

Características de utilización de los suelos, agrupados según sucs.

Símbolo	Características de compactabilidad	Peso volumétrico seco máx. típico (Proctor estándar ton/m ³)	Compresibilidad y expansión	Permeabilidad y características de drenaje	Características como material de terraplén	Características como subrasante	Características como base	Características como pavimento provisional	
								c/revestimiento ligero	c/tratamiento asfáltico
GW	Buenas. Rodillos lisos vibratorios, rodillo neumático. Respuesta perceptible al bandedo con tractor.	1.9 a 2.1	Prácticamente nula	Permeable. Muy buenas	Muy estable	Excelente	Muy buena	Regular a mala	Excelente
GP	Buenas. Rodillos lisos vibratorios, rodillo neumático. Respuesta perceptible al bandedo con tractor.	1.8 a 2.0	Prácticamente nula	Permeable. Muy buenas	Estable	Buena a excelente	Regular	Pobre	Regular
GM	Buenas. Rodillos neumáticos o pata de cabra ligeros.	1.9 a 2.2	Ligera	Semipermeable. Drenaje pobre.	Estable	Buena a excelente	Regular a mala	Pobre	Regular a pobre
GC	Buenas o regulares. Rodillos neumáticos o pata de cabra.	1.8 a 2.1	Ligera	Impermeable. Mal drenaje	Estable	Buena	Regular a buena	Excelente	Excelente
SW	Buenas. Rodillos neumáticos o vibratorios.	1.7 a 2.0	Prácticamente nula	Permeable. Buen drenaje	Muy estable	Buena	Regular a mala	Regular a mala	Buena
SP	Buenas. Rodillos neumáticos o vibratorios.	1.6 a 1.9	Prácticamente nula	Permeable. Buen drenaje	Razonablemente estable en estado compacto.	Regular a buena	Mala	Mala	Regular a mala

Tabla IV-11 (Continuación)

Símbolo	Características de compactabilidad	Peso volumétrico seco máx. típico (proctor estándar ton/m ³)	Compresibilidad y expansión	Permeabilidad y características de drenaje	Características como material de terraplén	Características como subrasante	Características como base	Características como pavimento provisional	
								c/revestimiento ligero	c/tratamiento asfáltico
SM	Buenas. Rodillos neumáticos o pata de cabra.	1.7 a 2.0	Ligera	Impermeable. Mal drenaje	Razonablemente estable en estado compacto	Regular a buena	Mala	Mala	Regular a mala
SC	Buenas o regulares. Rodillos neumáticos o pata de cabra.	1.6 a 2.0	Ligera a media	Impermeable. Mal drenaje	Razonablemente estable	Regular a buena	Regular a mala	Excelente	Excelente
ML	Buenas a malas. Rodillos neumáticos o pata de cabra.	1.5 a 1.9	Ligera a media	Impermeable. Mal drenaje	Mala estabilidad si no está muy compacto	Regular a mala	No debe usarse	Mala	Mala
CL	Regulares a buenas. Rodillos pata de cabra o neumáticos	1.5 a 1.9	Media	Impermeable. No drena	Buena	Regular a mala	No debe usarse	Mala	Mala
OL	Regulares a malas. Rodillos pata de cabra o neumáticos.	1.3 a 1.6	Media a alta	Impermeable. Mal drenaje	Inestable. Debe evitarse su uso	Mala	No debe usarse	No debe usarse	No debe usarse
MH	Regulares a malas. Rodillos pata de cabra o neumáticos.	1.1 a 1.6	Alta	Impermeable. Mal drenaje	Inestable. Debe evitarse su uso	Mala	No debe usarse	Muy mala	Muy mala
CH	Regulares a malas. Rodillos pata de cabra.	1.3 a 1.7	Muy alta	Impermeable. No drena	Regular. Vigílese la expansión	Mala o muy mala	No debe usarse	Muy mala	No debe usarse
OH	Regulares a malas. Rodillos pata de cabra.	1.0 a 1.6	Alta	Impermeable. No drena	Inestable. Debe evitarse su uso	Muy mala	No debe usarse	No debe usarse	No debe usarse
Pt	No debe usarse	—	Muy alta	Regular o mal drenaje	No debe usarse	No debe usarse	No debe usarse	No debe usarse	No debe usarse

las propiedades de los materiales compactados, pueda comprender que para estar seguro de contar con un proyecto adecuado no basta con emplear un estándar de compactación "alto", basado en un estudio de laboratorio que utilice una prueba de compactación de alta energía específica. La prueba pudiera no ser representativa del modo de compactación que se utilice en el campo, de manera que aun cuando los suelos compactados en el laboratorio con aquel procedimiento tuviesen las propiedades adecuadas (y pocos son los ingenieros que investigan a fondo cuáles son las propiedades de verdadero interés de los suelos

que compactan, verificando por ejemplo su resistencia, su compresibilidad o que poseen una adecuada ley de esfuerzo-deformación) pudiera ser que el equipo en el campo obtuviese un suelo con propiedades distintas y quizá poco adecuadas, para el mismo peso volumétrico.

De todos modos, el peso volumétrico en el campo se fija con base en una prueba de laboratorio. Como consecuencia de la diferencia esencial que existe entre ambos procesos de compactación y también como consecuencia de todos los problemas que en el campo pudieran presentarse, casi siempre sucede que el

peso volumétrico que a fin de cuentas se obtiene en la obra no es idéntico al peso volumétrico seco máximo de la prueba de laboratorio que sirvió de base al estudio. La diferencia entre ambos valores, tradicionalmente se mide a través del concepto *grado de compactación*. Se define como grado de compactación de un suelo compactado en la obra a la relación, en porcentaje, entre el peso volumétrico seco obtenido por el equipo en el campo y el máximo correspondiente a la prueba de laboratorio que fundamentó el estudio.

El grado de compactación de un suelo es:

$$G_c (\%) = 100 \frac{\gamma_d}{\gamma_{d\text{máx}}} \quad (4.5)$$

Cabe mencionar que a pesar del amplio uso que se hace en la actualidad del concepto *grado de compactación*, éste dista mucho de estar exento de defectos. De hecho, casi podría decirse que es inadecuado para evaluar la calidad lograda por un cierto equipo en el campo. Un material A, en estado totalmente suelto, tal como se deposita en la obra, puede tener un grado de compactación del orden de 80%, antes de sufrir ninguna compactación, según la fórmula 4.5; otro material B, en las mismas condiciones, puede tener un grado de compactación de 60%. Si este último se compacta hasta alcanzar el mismo 80% de A, se diría que ambos suelos están en las mismas condiciones de compactación, si se aplica el criterio de grado de compactación. Sin embargo, la realidad es completamente distinta, pues A está en estado suelto, con todo lo que ello implica en lo que se refiere a su comportamiento mecánico, en tanto que B ya ha sido parcialmente compactado, con lo que aumentó su resistencia, disminuyó su compresibilidad y, en general, adquirió características diferentes a las del estado suelto.

Algunas instituciones, tomando en cuenta lo anterior, han adoptado una relación diferente para medir la compactación que alcanza el suelo en el campo, la que se denomina *compactación relativa* y está definida por la expresión

$$C.R. (\%) = 100 \frac{\gamma_d - \gamma_{d\text{mín}}}{\gamma_{d\text{máx}} - \gamma_{d\text{mín}}} \quad (4.6)$$

donde

$\gamma_{d\text{máx}}$ es el máximo peso volumétrico seco obtenido en la prueba de laboratorio que se utilice.

$\gamma_{d\text{mín}}$ es el mínimo peso volumétrico seco del mismo material.

γ_d es el peso volumétrico seco del material compactado en la obra.

Esta otra relación tiene la ventaja de no caer en la ambigüedad del grado de compactación, pues aquí un material totalmente suelto tiene 0% de compactación relativa, pero hay el inconveniente de que no existe un procedimiento estándar para determinar $\gamma_{d\text{mín}}$.

En suelos friccionantes, algunas instituciones han utilizando el concepto de *compactación relativa* (expresión 1-17 del capítulo I de esta obra) para establecer y medir la compactación de campo; ello tiene el mismo inconveniente, pues tampoco existe una prueba estándar para determinar la compactación relativa.

De cualquier manera, el concepto grado de compactación sigue siendo el método más usual para fijar el requisito de compactación que ha de lograrse en el campo. Así, por lo general éste se expresa con una frase como ésta: "Compactese este material hasta el 95% del peso volumétrico seco máximo obtenido en tal prueba de laboratorio, como mínimo."

En consecuencia, el trabajo de un equipo de compactación en el campo suele planearse para lograr el grado de compactación especificado en la forma más económica.

El grado de compactación que se fije para un proyecto dado debe ser realista en el sentido de no imponer requerimientos excesivos, sea con relación a las propiedades que se deban obtener o al equipo disponible y la importancia de la obra que se vaya a ejecutar; lo contrario causa continuos problemas de ajuste en el campo, que entorpecen la marcha de las obras.

No puede prefijarse el grado de compactación que se vaya a exigir en cada caso; éste es un asunto en que el ingeniero debe emplear su criterio, adecuándolo a cada proyecto.

La Secretaría de Obras Públicas de México, por ejemplo, tiene la norma de no compactar el cuerpo de las terracerías a menos del 90% en ningún caso, y exige por lo general el 95% en una porción superior de los terraplenes y el 100% en la capa subrasante y en las diversas capas del pavimento; estos grados de compactación se refieren a las pruebas de compactación de laboratorio que específicamente utiliza la Secretaría de Obras Públicas, las que se comentarán más adelante. La tabla IV-12 que aparece a continuación está tomada de la Ref. 23 y representa más bien una guía sobre los grados de compactación que son usuales en las obras, que números fijos que se puedan aplicar indiscriminadamente.

Tabla IV-12

Valores tentativos de grados de compactación convenientes

Tipo de suelo	Grado de compactación, referido a la prueba Proctor estándar, según la importancia y el tipo de obra por ejecutar.		
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
GW	97	94	90
GP	97	94	90
GM	98	94	90
GC	98	94	90
SW	97	95	91
SP	98	95	91
SM	98	95	91
SC	99	96	92
ML	100	96	92
CL	100	96	92
OL	—	96	93
MH	—	97	93
CH	—	—	93
OH	—	97	93

Obras tipo 1. Terraplenes de más de 30 m de altura. Subrasantes bajo pavimentos definitivos, con espesor no mayor de 30 cm. Los 2 m superiores bajo cimentaciones de edificios de dos o más pisos o de puentes y pasos a desnivel.

Obras tipo 2. Partes inferiores de los rellenos bajo edificios. Capa superior de los terraplenes comunes, bajo subrasantes de 30 cm, como mínimo. Terraplenes de menos de 30 m de altura.

Obras tipo 3. Otros suelos que requieren compactación, sin grandes requerimientos de resistencia e incompresibilidad.

El requisito de compactación se fija básicamente buscando el balance óptimo de las siguientes propiedades (Ref. 13):

1. Homogeneidad.
2. Características favorables de permeabilidad.
3. Baja compresibilidad para evitar el desarrollo de presiones de poro excesivas o deformaciones inaceptables. Este requisito es más importante a mayor altura del terraplén.
4. Razonable resistencia al esfuerzo cortante.
5. Permanencia de las propiedades mecánicas en condiciones de saturación.
6. Flexibilidad, para soportar asentamientos diferenciales sin agrietamiento.

El cumplimiento de la condición 1 depende sólo del equipo de compactación que se use y del buen control del proceso. El conjunto de los requisitos 3 y 4 es conflictivo con los 5 y 6 y frecuentemente con el 2.

Dados el suelo y la energía de compactación de campo, la mejor solución al conflicto es la compactación con un contenido de agua muy próximo al óptimo de campo. Cuando uno de los grupos de requisitos en conflicto se considera más importante que el otro, debe modificarse en el sentido que convenga

la especificación del contenido de agua de compactación; por ejemplo, si las condiciones 3 y 4 se consideran de mayor interés que las 5 y 6, debe especificarse un contenido de agua menor que el óptimo, y mayor, en caso contrario.

La condición 5 puede investigarse mediante pruebas de consolidación en que la muestra se someta a saturación bajo diversas cargas, así se llegará a un valor mínimo aceptable del contenido de agua de compactación.

Para estimar el máximo contenido de agua de compactación aceptable desde el punto de vista de las condiciones 4 y 5 se pueden realizar pruebas triaxiales sin consolidación ni drenaje, con medición de los coeficientes de presión de poro A y B (Ref. 26, citado en la Ref. 27). El contenido de agua mínimo necesario para satisfacer la condición 6 sólo se puede estimar cualitativamente, pues por ahora no hay disponible ninguna correlación entre el comportamiento probable del prototipo y las propiedades esfuerzo-deformación de los suelos.

Al especificar el mínimo peso volumétrico seco debe considerarse sobre todo la experiencia acumulada en la construcción de obras similares.

En rigor el requisito de compactación se fija en términos del equipo que se vaya a usar, del resultado que se espera obtener o por una combinación de ambas cosas. La formulación de un requisito adecuado requiere un conocimiento detallado de la sensibilidad del suelo compactado a todas las variables de importancia en el proceso de compactación; de éstas, el contenido de agua es probablemente lo que más influye. Muchas veces en el requisito de compactación se omite toda referencia al contenido de agua y entonces tal especificación puede cumplirse con un amplio intervalo de contenidos de agua, ajustando el tipo de equipo y su modo de empleo. Pero en tal caso, el suelo que se compacte puede tener también una amplia variedad de comportamientos, independientemente de que se alcance el mismo peso volumétrico seco. En la Fig. IV-27 (Refs. 3 y 28) se ilustra un estudio realizado en una serie de especímenes de laboratorio (una arena arcillosa) a los que se compactó por amasado utilizando varias energías de compactación, pero hasta el mismo peso volumétrico seco (parte a de la Fig. IV-27); después se permitió la saturación de los especímenes bajo una presión de confinamiento moderadamente baja, y por último se les probó en cámara triaxial, en pruebas sin drenaje, con los resultados que se muestran en la parte b de la misma figura.

Puede observarse (parte a) la gran diferencia en el contenido de agua de compactación que se ha de utilizar para alcanzar el mismo peso volumétrico con distintas energías; también se puede observar en la parte b la variación de resistencia final que se tiene después de saturar el espécimen, cuando varía la humedad de compactación. En deformaciones grandes es mayor la resistencia del suelo saturado cuando el suelo se ha compactado con el contenido de agua óp-

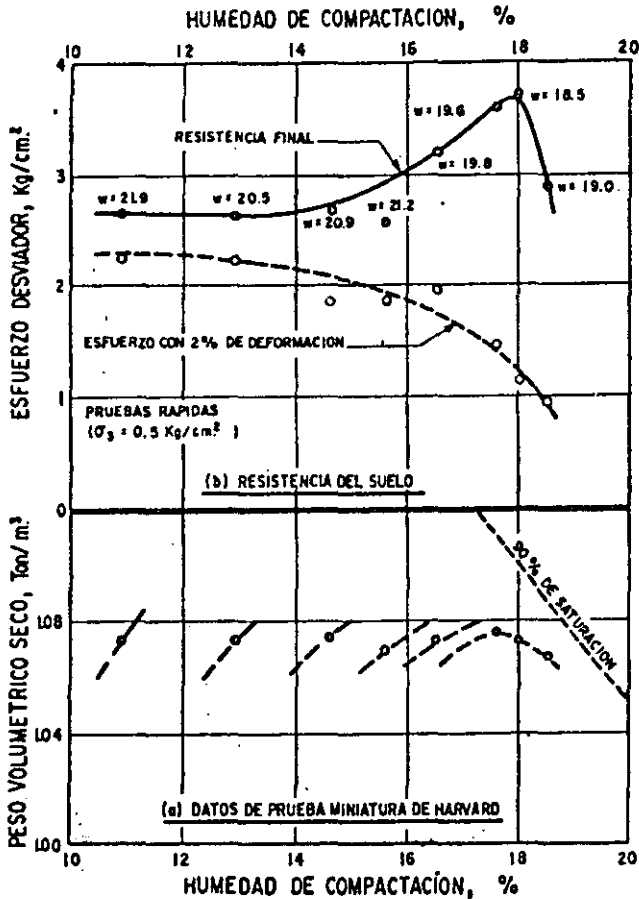


Figura IV-27. Variación de la resistencia de un suelo compactado con la humedad de compactación (Refs. 3 y 28).

timo correspondiente a la energía de compactación usada; si se aumenta la presión de confinamiento durante la saturación, la resistencia del suelo también aumenta. Se requieren altas energías de compactación para alcanzar el peso volumétrico fijado a bajos contenidos de agua y, según se ve en la Fig. IV-27, es fácil que se obtenga un producto cuya resistencia quede muy por debajo de lo que se podría lograr si se compactara con el contenido de agua apropiado.

La Ref. 15 contiene varios ejemplos de interés en relación a la variación del peso volumétrico con la humedad de compactación y sobre el reflejo de ésta en las características del suelo compactado.

Como ya se vio, la humedad de compactación es un valor fundamental en cualquier proceso de campo. Como ya se ha dicho también, existe un contenido de agua óptimo, para el cual la eficiencia de compactación es máxima en determinadas condiciones. Desafortunadamente, es común ver que muchos ingenieros tratan al concepto de humedad óptima como si fuera una constante básica del suelo y no un concepto variable que cambia con el método que se utilice para compactar y con otros factores, siendo con seguridad la energía de compactación la variable específica que más influye en la humedad óptima de un proceso (ya se dijo que al aumentar la energía

específica invariablemente disminuye la humedad óptima). Así pues, en el campo, la humedad óptima depende y varía con el tipo y modo de utilización del equipo de compactación. De esta manera al igual que se señaló antes con relación al concepto peso específico seco máximo (o del grado de compactación), el concepto humedad óptima carece de significado en lo absoluto si se sitúa al margen de todas las condiciones y circunstancias en que se compacta al suelo (Refs. 24 y 25).

Sólo se puede determinar en forma precisa la humedad con la que se debe compactar el suelo en cada caso y con el equipo que haya de usarse si se hacen terraplenes de prueba, en donde a escala 1:1 se compacte el suelo en todas las alternativas que hagan falta, siguiendo exactamente el tren de trabajo de la futura obra, para definir el propio contenido de agua, el espesor de las capas compactadas, el número de pasadas del equipo y todas las demás variantes que puedan influir en el resultado que se espera obtener. El contenido de agua óptimo correspondiente a la prueba de laboratorio que haya servido como base al proyecto no será igual a la humedad óptima de campo, como ya se ha indicado con una insistencia que ojalá resulte suficiente, pero podrá servir como una guía o punto de partida para proponer el rango en que se comenzarán a probar las humedades de campo. Aquí nace uno de los problemas más delicados de la compactación de las Vías Terrestres; en las presas, han de compactarse para diversos fines volúmenes muy grandes de suelo procedentes de un mismo banco, por lo que resulta justificado y práctico el uso de terraplenes de prueba; pero en las Vías Terrestres los materiales suelen cambiar, a veces mucho, al cabo de relativamente pocos metros, por lo que con frecuencia resulta antieconómico y engorroso el uso de terraplenes de prueba para definir las condiciones idóneas de la compactación de cada pequeño tramo. Desde luego hay casos, mucho más frecuentes de lo que la actuación de los ingenieros suele indicar, en que tales terraplenes de prueba pueden y deben usarse (esto es, claro, particularmente cierto en la construcción de aeropistas), pero es evidente que el constructor de carreteras y ferrocarriles ha de fijar el detalle de los trabajos en la obra, sin contar muchas veces con los beneficios de la información de un terraplén de prueba; el ingeniero deberá entonces ejercer su criterio y máxima experiencia, y la única norma general que puede dársele es que esté dispuesto en todo momento a cambiar las normas implantadas y que, en todo momento también, esté alerta a todo el conjunto de variables que puedan afectar al resultado que espera obtener. El laboratorio montado al pie de la obra se debe usar en forma intensa para verificar de continuo las condiciones finales y como calibrador de experiencia y norma de criterio para sugerir cambios en busca de la idoneidad del proceso.

Con frecuencia los suelos han de ser humedecidos o secados en el banco o sobre el terraplén. Por lo

general es difícil añadir al suelo más de 1 ó 2% de humedad en el terraplén, y en ocasiones es imposible secarlo allí, como cuando son húmedas las condiciones climáticas prevalentes. El humedecimiento es mucho más fácil en el banco. El secado suele hacerse por aireación y a veces se ayuda con mezcladores mecánicos. En todos los casos en que haya que variar la humedad original del suelo, lo fundamental es lograr una distribución homogénea del nuevo contenido de agua. Cuando la variación de la humedad en la obra se dificulte al grado de no poderse lograr las condiciones previstas por el proyecto, éste deberá modificarse correspondientemente.

La energía de compactación queda representada a fin de cuentas para un equipo dado por el número de pasadas de dicho equipo por un mismo lugar.

Ya se vio que el aumento del peso volumétrico que se logra con el número de pasadas no es una función monótonamente creciente, sino que, como puede verse en las Figs. IV-8 a IV-14 por ejemplo, existe un número de pasadas más adelante del cual es muy pequeña la ganancia en resultado, aun cuando el número se incremente mucho a gran costo. Cuando se alcanza el número de pasadas crítico sin lograr obtener el requisito fijado para el campo, deberá reestudiarse el problema, a fin de ver cuál o cuáles de los factores que influyen deben modificarse.

La velocidad de circulación del equipo de compactación es importante, pero su efecto no ha sido suficientemente estudiado; por otra parte, dentro de la escala de velocidades que recomiendan los distintos fabricantes, no parece haber diferencias fundamentales en el funcionamiento de los equipos, si bien, se repite, falta investigación al respecto. Se ha dicho que cuando los equipos de compactación circulan con rapidez, lo cual es conveniente desde el punto de vista de la economía, hay tendencia a que la superficie superior de la capa quede ligeramente ondulada. Suponiendo que exista, este defecto tiene en general poca importancia en la construcción de terra-

cerlas y no es difícil que se le tome en cuenta en la compactación de capas subrasantes.

En el proceso de compactación es de gran importancia el espesor de la capa compactada, según ha quedado ya establecido en páginas anteriores. Para un determinado suelo, equipo de compactación y requerimiento de la misma, a medida que aumenta el espesor de la capa aumenta el número necesario de pasadas; sin embargo, por regla general, resulta más económico satisfacer los requerimientos de la compactación cuanto más gruesa sea la capa compactada, por lo que en principio debería usarse el mayor espesor posible. Esta regla tiene un límite en la disminución del efecto compactador con el espesor de la capa, tal como, por ejemplo, se ha señalado en la Fig. IV-18; de hecho, cuanto mayor sea el grado de compactación que se exija, más delgadas deberán ser las capas con que se trabaje. La Fig. IV-28 ilustra el modo en que varían los conceptos principales, con base en los cuales se determina el espesor de la capa.

En la parte a de la figura se ve cómo el número necesario de pasadas aumenta desmesuradamente cuando el espesor de la capa pasa de un cierto valor, de modo que resulta imposible alcanzar el requerimiento de compactación con una capa más potente. Cercano a ese valor, que en cada caso real se puede estimar si se trabaja en un terraplén de prueba, debe considerarse el óptimo del espesor de la capa, pues es claro que una capa más delgada requeriría casi el mismo número de pasadas, con un aumento en el costo por unidad de volumen de suelo compactado; por otro lado, si el espesor de la capa se fijase arriba de los valores correspondientes al intervalo crítico, se requeriría un número de pasadas desproporcionadamente alto. Por consiguiente, si se representa el costo de compactación contra el espesor de la capa, es lógico pensar que se obtendrá una gráfica del tipo que se muestra en la Fig. IV-28 b, la cual define en forma clara el espesor óptimo.

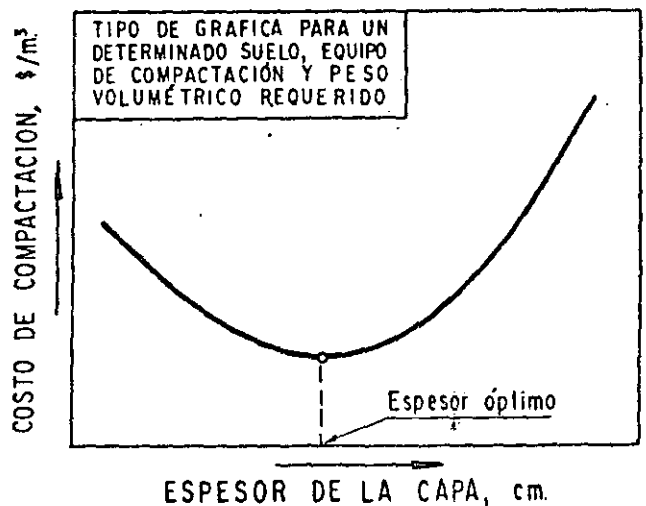
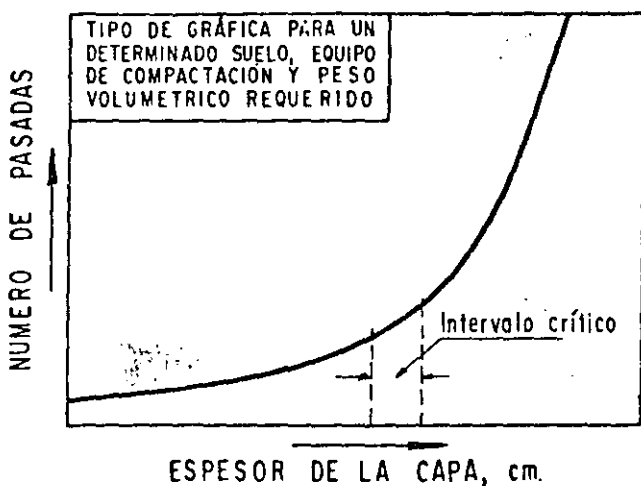


Figura IV-28. Determinación del espesor conveniente de capa.

Es frecuente que en trabajos de terracerías los espesores óptimos de capa fluctúen entre 20 y 30 cm, cuando no se usan equipos vibratorios y que en general permiten capas de mayor espesor.

La liga entre capas sucesivas debe ser debidamente garantizada. Es aconsejable que las capas sean horizontales, sobre todo en lugares de pendiente transversal importante, para tener mejor resistencia a cualquier tendencia al deslizamiento. Siempre que haya duda sobre la capacidad de una superficie terminada para ligarse en forma conveniente con la capa que sigue, deberá escarificarse ligeramente la superficie de la capa compactada antes de tender la siguiente.

IV-6 ALGUNOS PROBLEMAS ESPECIALES DE COMPACTACION EN EL CAMPO

Se mencionan brevemente algunos problemas de naturaleza especial relacionados con el problema de compactación en el campo:

a) Compactación de zonas difíciles, inaccesibles para los equipos convencionales

Estas condiciones se presentan con cierta frecuencia y pueden demandar desde el uso ineficiente de equipos en distancias cortas hasta el empleo de equipos y métodos especiales de rendimiento reducido, a los que ya se ha hecho mención en páginas anteriores.

En la construcción de carreteras suele presentarse este problema, muy agravado, en el fondo de cañadas profundas y angostas, en que no se justifican los caminos de acceso al fondo de las mismas por los pequeños volúmenes que hay que compactar. Una práctica común en tales casos es rellenar a volteo el fondo hasta un nivel a partir del cual pueda trabajarse mecánicamente. Si se tiene cierto cuidado en la operación de relleno y no se abusa de ella en cuanto a altura de material colocado a volteo, este método no causa necesariamente efectos perjudiciales; el caso se complica cuando en el fondo de la barranca existe una obra de drenaje, lo cual es común; dicha obra, por su parte, impone condiciones al material que la rodea y la sobreyace. En el fondo de barrancas y depresiones es común también, en el caso de carreteras y ferrocarriles, que el material colocado lo constituyan tamaños más o menos gruesos, incluyendo muchas veces fragmentos de roca. Las técnicas de compactación de estos materiales son las que corresponden a los pedraplenes.

b) Zonas próximas a puentes, alcantarillas, muros de retención, etc.

Ya se ha mencionado el buen resultado que proporcionan los equipos de compactación manuales en estos casos. Un caso especial lo constituyen los colchones de protección de las obras de drenaje, los

cuales han de construirse dentro de los requerimientos especiales que estas obras imponen según su tipo, los que se detallarán más adelante, en el capítulo correspondiente.

c) Compactación en los bordes de los terraplenes

A medida que la construcción de un terraplén progresa en altura, se va presentando el problema de la compactación en sus taludes, por el doble motivo de que el equipo de compactación no puede orillar-se demasiado durante su operación y por la falta de confinamiento lateral que se tiene en las zonas de borde. El problema suele resolverse dando un sobreaño a ambos lados del terraplén (quizá sean suficientes 30 ó 40 cm en cada lado), el cual se puede recortar y afinar al fin de la construcción.

En terraplenes muy bajos el problema anterior puede justificar la adopción de taludes suficientemente tendidos como para que sobre ellos circule el equipo de compactación. Las obras complementarias de drenaje y las de protección con forestación u otros medios pueden ayudar mucho a paliar los efectos de una mala compactación en los taludes.

d) Compactación de las primeras capas de un terraplén sobre terrenos blandos

Cuando un terraplén se va a construir sobre un suelo de cimentación muy blando, suele presentarse el problema de falta de apoyo suficiente para una buena acción del equipo de compactación sobre las primeras capas de base. El desmonte y despalme adecuados del terreno natural, seguidos de un oreo, cuando ello es posible, puede ayudar a resolver el problema; si no es ése el caso, podrá construirse en toda la zona de desplante una plantilla de trabajo, preferentemente de material granular fino, con 20 ó 30 cm de espesor; al compactar dicha capa se mejorará también la parte más superficial del suelo natural, mejorando las condiciones de conjunto. La plantilla de trabajo podrá ser bastante más potente cuando exista agua permanente, pues en tal caso deberá sobresalir algo del agua; si ésta tiene tirantes de importancia, ya será económico pensar en la construcción de pedraplenes u otro tipo de soluciones.

En relación con el problema presentado en el párrafo anterior ha de tenerse en cuenta que los suelos arcillosos blandos muchas veces poseen una costra relativamente más firme, producto del secado por evaporación; la remoción de esta capa o su debilitamiento contribuirá siempre a hacer más difíciles las condiciones de trabajo.

e) Suelos friccionantes que se tornan "movedizos"

La experiencia ha demostrado que algunos suelos, tales como limos no plásticos, arenas muy finas o polvo de roca, cuando se compactan en zonas de nivel freático alto atraen agua por capilaridad hasta

su superficie y se vuelven movedizos, con pérdida casi total de su resistencia. El mismo efecto puede presentarse en tales suelos si se compactan con un excesivo contenido de agua. Al presentarse el problema, es muy fácil secar estos suelos por escarificación y oreo, si se logra eliminar la fuente de agua que los ha saturado, pero es en este punto en donde pueden surgir problemas casi insolubles; en áreas pequeñas el problema se puede eliminar con la colocación de una capa de material granular grueso que rompa la capilaridad e impida la subida del agua; en otros casos podrá abatirse el nivel freático por medio de subdrenes laterales de zanja. Cuando todo lo anterior no sea posible, deberá procurarse no alterar al terreno natural y usar sobre éste materiales gruesos apropiados, modificando el proyecto cuando sea necesario.

f) Problemas derivados de sobrecompactación

La creencia común de que cualquier aumento en el peso volumétrico seco de un suelo por compactación va acompañado por un mejoramiento general de sus condiciones la desmienten en forma drástica algunos casos, frecuentes en la práctica, en los que, por el contrario, puede llegarse a condiciones francamente desfavorables por compactar los suelos más allá de un cierto límite. No es posible mencionar todos los casos de sobrecompactación perjudicial, pero algunos de los más comunes son los siguientes:

1. Suelos en que la sobrecompactación produce un cambio estructural que los hace inadecuados. Quizá el caso más típico es el de los tezontles (espuma de basalto) que se utilizan como terraplenes ligeros sobre suelos compresibles blandos. La sobrecompactación rompe los fragmentos porosos, produciendo una granulometría mucho más variada y abundante cantidad de finos, todo lo cual puede hacer llegar al material fuertemente compactado a pesos volumétricos incluso más altos que los de cualquier material térreo convencional que se hubiere usado, haciendo perder por completo la ventaja de su utilización.

2. Materiales expansivos o con rebote elástico. Los materiales expansivos son fuente de problemas muy graves, sobre todo donde las condiciones climáticas conducen a cambios significativos en el contenido de agua en diferentes épocas del año. También lo son cuando la construcción se efectúa durante la época de secas y el suelo absorbe humedad en la subsecuente estación lluviosa. Si estos suelos se compactan en exceso, se expandirán mucho y generarán presiones de expansión muy grandes al humedecerse tras la compactación; por el contrario, si se compactan con un contenido de agua apropiado y sólo hasta un límite justo, las expansiones se podrán reducir al mínimo; para tal fin, el requisito de compactación en general no tendrá nada que ver con el peso volumétrico seco máximo o la humedad óptima de cualquier prueba de laboratorio que se use como prueba de control. Ahora, la humedad y el peso volumétrico

apropiados para la compactación deberán determinarse en un estudio de expansión. Es fundamental el control de la humedad de compactación durante el proceso.

Otro tanto puede decirse de los suelos que exhiben rebote elástico, por ejemplo bajo el paso de cargas en movimiento; este efecto, que conduce a la destrucción rápida de un pavimento, por ejemplo, es mucho más notable cuando el suelo se compacta más allá de un cierto límite, que deberá determinarse también con base en estudios especiales.

IV-7 COMPACTACIÓN DE PEDRAPLENES

(Refs. 29 y 30)

Ya se ha mencionado en otras partes de esta obra cómo el desarrollo moderno de las vías terrestres, con mayores requerimientos de pendiente y curvatura, provoca la necesidad de construir terraplenes de altura cada vez mayor. Como consecuencia natural de la necesidad práctica de utilizar los materiales en el sitio, es también muy común que esos terraplenes hayan de ser construidos con fragmentos de roca y suelos gruesos. De esta manera la construcción de pedraplenes de gran altura es cada vez más frecuente y es de esperar que en el futuro sean cada día más numerosos y más altos. Como se expresó en el capítulo I los suelos gruesos y los fragmentos de roca dan lugar a muy serios problemas de compresibilidad cuando están sujetos a los altos niveles de esfuerzos que suponen los actuales pedraplenes altos; seguramente deben vigilarse estos problemas en estructuras cuyas alturas sobrepasen los 20 ó 30 m.

Ya se dijo también que en épocas recientes ha tenido un gran impulso la tecnología de la construcción de pedraplenes; ello es debido a los aportes de la experiencia de la construcción de grandes presas. Esta experiencia es muy valiosa cuando se extrapola a carreteras, pero ello no quiere decir que la extrapolación pueda hacerse ciegamente, pues entre ambos casos existen diferencias que no deben ignorarse, que probablemente aún no se entienden del todo y que ameritan investigación especializada en el campo de las vías terrestres. Baste señalar, como un ejemplo, que en el caso de las presas los enrocamientos suelen hacerse con materiales muy seleccionados y muy limpios, en tanto que en las carreteras existe el imperativo económico de utilizar materiales mucho más alterados y con porcentajes nada despreciables de suelos finos.

Obviamente los fragmentos de roca se han usado siempre en las vías terrestres y existe una definida tendencia de los ingenieros interesados a considerarlos como un material inerte, del que no es posible esperar serios problemas de comportamiento. En gran medida esto fue cierto y debe entenderse que las preocupaciones que motivan este párrafo se relacionan no tanto con el uso del material en sí, cuanto con el hecho de que la altura de los modernos pedraplenes impone niveles de esfuerzo que hace que muchas situaciones actuales difieran de las pasadas no en forma cuantita-

tiva, sino cualitativa, tal como se hizo ver en forma general en el capítulo I.

La práctica usual en la construcción de carreteras acepta que la base del pedraplén se forme rellenando el fondo de la barranca, sin tratamiento previo de éste, con enrocamiento a volteo, hasta obtener una superficie de trabajo lo suficientemente amplia como para que puedan operar los equipos de construcción. Sin duda resulta mejor la práctica de desmontar y despallar el terreno natural, eliminando alguna formación de suelo de baja resistencia que pudiese romper la homogeneidad del apoyo; esto no puede lograrse en construcción bajo agua (ver Ref. 31, con un caso muy interesante de construcción en estas condiciones).

En muchas ocasiones la masa del pedraplén sobre la base no recibe ningún tratamiento mecánico especial, el que se reserva cuando mucho para una capa de mejoramiento de material más fino y, desde luego, para la subrasante y las capas de pavimento. Esta práctica debe abandonarse en lo que se refiere al cuerpo del pedraplén, en beneficio del buen comportamiento de la estructura.

La colocación de fragmentos de roca a volteo produce una masa suelta totalmente segregada y muy compresible. Las observaciones realizadas con terraplenes de prueba (Ref. 32) y los resultados de ensayos recientes (Refs. 33 y 34. Ver también los temas alusivos a compresibilidad de suelos granulares en el capítulo I de esta obra) han modificado de manera fundamental el criterio de los ingenieros sobre los problemas conectados con la construcción de estas estructuras.

Es probable que el primer esfuerzo que deba hacerse en la investigación futura se refiera a una clasificación adecuada de los materiales para enrocamiento y en las pruebas índice que sirven de norma a tal clasificación y que permitan distinguir los materiales limpios de los contaminados, los gruesos de los finos, etc. En México se considera un enrocamiento limpio el que está formado por fragmentos de roca y pequeñas cantidades de finos mayores que la malla No. 4, siendo mínimo el contenido bajo dicha malla. Tentativamente, se ha dicho que un enrocamiento que contiene más de 5% de material menor que la malla No. 4 es contaminado. Es material grueso el mayor de 6 mm y fino el menor. No existen pruebas estándar universalmente aceptadas para catalogar la fracción gruesa de los pedraplenes (mayor de 6 mm) y en México se han adoptado para ello las normas tradicionales para juzgar la sanidad de los agregados de concreto, a las que se añade un estudio sobre el tipo de roca, forma de los fragmentos, características de la meteorización, etc. La fracción fina se juzga en México con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Como se vio en el capítulo I, la granulometría es una propiedad importante en el comportamiento de los enrocamientos. Ya se dijo que en un material uniforme ($C_u < 10$) los contactos entre los granos ocurren a través de pocos puntos, en los que se con-

centran mucho los esfuerzos, propiciándose la rotura de granos y el flujo plástico de la roca, todas causas de deformación. Correspondientemente, un enrocamiento bien graduado debe resultar menos deformable.

La rotura de granos puede comenzar a niveles de esfuerzo relativamente bajos y se ha visto en pruebas triaxiales con presiones de confinamiento menor que 5 kg/cm². En el capítulo I se ha insistido suficientemente sobre lo que significa en el comportamiento de los suelos granulares, tanto en compresibilidad como en resistencia.

La compactación de los enrocamientos tiene una influencia muy marcada, tanto en su compresibilidad como en su resistencia y ello es válido tanto para los enrocamientos limpios como para los relativamente más contaminados. La granulometría ejerce también una influencia notable en los resultados de la compactación de estos materiales y, para la misma energía de compactación, el material bien graduado adquiere una compacidad mayor que el uniforme. Sin embargo, no siempre es fácil de obtener una buena composición granulométrica, sobre todo en el caso en que la roca provenga de la explotación de macizos con explosivos, a no ser que el fracturamiento natural de la roca induzca la obtención de un material bien graduado. Las mezclas de grava y arena de río tienen por lo general buena granulometría y granos sanos, por lo que constituyen excelentes materiales. Otro hecho que favorece la colocación de un material con granulometría adecuada es el evitar la segregación de los fragmentos durante las maniobras de transporte y tendido en el pedraplén; a ello contribuye el limitar la altura de caída al mínimo posible y el uso de precauciones especiales de tendido. La segregación es poco significativa en materiales de granulometría uniforme.

La compacidad de los materiales de enrocamiento después de compactados no es fácil de medir. Cuando los fragmentos no son muy grandes se utiliza el concepto de compacidad relativa (expresión 1-17 del capítulo I).

Los enrocamientos se compactan actualmente con rodillos vibratorios de 10 a 15 ton. de peso, cuando son relativamente limpios y no están formados por fragmentos muy grandes, de más de 30 cm. Los enrocamientos más gruesos o los de escasa altura, formados por material muy bien graduado, pueden compactarse con un tractor pesado, con mínimo de 4 pasadas. Los enrocamientos contaminados, con más de 15% de material fino plástico, se han compactado exitosamente con rodillos neumáticos muy pesados, de 50 ton o aún más.

El espesor de las capas de pedraplén depende del tamaño máximo de los fragmentos de roca. Los fragmentos de menos de 30 cm suelen disponerse en capas de 50 cm de espesor en estado suelto. En el caso de los grandes fragmentos, este espesor puede aumentar hasta un metro o más.

Es una norma muy recomendable para la construcción de grandes pedraplenes el seleccionar cuidadosamente al material producto de la excavación de un corte o del préstamo de roca, separándolo en dos tipos, uno de ellos con fragmentos menores de 30 cm y el otro, con los fragmentos mayores. Esta clasificación ha de hacerse en el frente de trabajo. Conviene colocar la parte más fina en el centro del pedraplén, dejando los fragmentos grandes para las zonas adyacentes a los taludes.

La experiencia ha demostrado que es una práctica recomendable para reducir la compresibilidad de los pedraplenes el humedecimiento del material al colocarlo. Este hecho está corroborado por investigación de laboratorio, donde se ha visto que al hacer pruebas de compresibilidad a los materiales gruesos y someterlos en un momento dado a un humedecimiento intenso, se produce en ese momento un aumento drástico y muy rápido en la deformación. De esta manera, la práctica del humedecimiento conduciría a producir la deformación del pedraplén durante la construcción, evitando que se presentase posteriormente. Las razones de ese aumento rápido de deformabilidad con el humedecimiento no están del todo dilucidadas, pero se han relacionado con cierto reblandecimiento de las aristas y picos de los fragmentos de roca, que toleran menos, cuando están humedecidos, las concentraciones de esfuerzo que en ellos se producen.

Según la información disponible en la actualidad, el agua debe incorporarse a razón de 300 ó 400 lt/m³.

Un pedraplén importante debe ser siempre instrumentado (ver el capítulo alusivo en el Tomo II de esta obra), para conocer su comportamiento y adquirir experiencia para otras obras futuras.

IV-8 PRUEBAS DE COMPACTACION EN EL LABORATORIO

Los procesos de compactación de campo son en general demasiado lentos y costosos como para reproducirlos a voluntad, cada vez que se desee estudiar cualquiera de sus detalles; no proporcionan un modo práctico de disponer de una herramienta de análisis, estudio e investigación, tal como lo requiere el problema de la compactación de suelos, con sus muchas complicaciones y complejidades. Así, la tendencia a desarrollar pruebas de laboratorio que reproduzcan fácil y económicamente aquellos procesos debió de ser obvia para cualquiera que se interesara (e interese) en racionalizar las técnicas de campo y en conocer más un proceso tan difícil e importante.

Las mismas razones inducen a las pruebas de laboratorio a ser base de estudios para proyecto y fuente de información para planear un adecuado tren de trabajo de campo; la alternativa sería o establecerlo sobre bases únicamente personales, fundadas en la experiencia anterior, pero sin ningún estudio para el caso, o desarrollarlo en un modelo a escala natural, verdadera duplicación de la estructura que se vaya

a construir, llegando como limite al absurdo total de hacer algo para aprender a hacerlo (absurdo, naturalmente, en el caso de que se habla, pero no en relación a otras actividades humanas).

Así planteado el problema, las pruebas de compactación de laboratorio se justifican sólo en términos de su representatividad de los procesos de campo que reproducen. Y esta representatividad ha de ser llevada a sus últimas consecuencias, so pena de caer en un despropósito y llegar a estudiar detenida y acuciosamente en el laboratorio un proceso que no tenga nada (o no tenga mucho) que ver con el proceso de compactación de campo que se supone que reproduce; este divorcio podría llegar a tener consecuencias graves en cuanto a las conclusiones prácticas que se adopten y, desde luego, las tendría al desviar fuera de sus cauces justos y razonables el criterio de aquellos ingenieros que juzgaran el proceso de compactación a través del laboratorio de manera única o principal.

En rigor, actualmente se hacen dos usos principales de las pruebas de compactación de laboratorio. En el primero, se compactan los suelos para obtener datos para proyecto de estructuras de tierra; esta información se refiere a resistencia, deformabilidad, permeabilidad, susceptibilidad al agrietamiento, etc. En este caso, la representatividad de la prueba, en el sentido de que se produzca en el laboratorio un suelo con las mismas propiedades mecánicas que después se obtendrán al compactar los materiales en el campo, es obviamente esencial. Pero hay un segundo uso de las pruebas de compactación, que es el que de ellas se hace en las operaciones de control de calidad; en este caso, la prueba funciona fundamentalmente como un índice comparativo del peso volumétrico de laboratorio y de campo y la similitud de propiedades mecánicas entre ambos es mucho menos importante, siéndolo por consecuencia cualquier idea de "representatividad" referente a la prueba. Lo esencial de un índice de comparación es que sea siempre el mismo.

Ya se comentó con relativa extensión el conjunto de factores que afectan a un proceso de compactación; es obvio que todos deben contemplarse al establecer una prueba de laboratorio. Como existen tantos modos de compactar suelos en el campo, es también razonable pensar que no se logrará tener una sola prueba, con una única técnica estandarizada, que pueda representarlos a todos. Así, es lógico pensar que haya pruebas de compactación de varios tipos. La energía de compactación influye mucho también en los resultados del proceso, y hoy los equipos de campo la aplican en formas muy variadas, de manera que también habrá variantes en las pruebas por este concepto.

Aun cuando otros factores actúan como variables que afectan el proceso de compactación, sólo los antes mencionados han sido utilizados para diferenciar pruebas de laboratorio, por lo menos las más comunes.

A partir de 1933, en que Proctor desarrolló su prueba, la primera históricamente, han ido apareciendo otras muchas; todas ellas pueden agruparse en uno de los siguientes apartados:

- A Pruebas dinámicas
- B Pruebas estáticas
- C Pruebas por amasado
- D Pruebas por vibración
- E Pruebas especiales o en proceso de desarrollo

A Pruebas dinámicas

Todas las pruebas dinámicas hoy en uso participan de las siguientes características comunes:

1. El suelo se compacta por capas en el interior de un molde metálico cilíndrico, variando de unas pruebas a otras el tamaño del molde y el espesor de la capa.

2. En todos los casos la compactación propiamente dicha se logra al aplicar a cada capa dentro del molde un cierto número de golpes, uniformemente distribuidos, con un pisón cuyo peso, dimensiones y altura de caída cambian de unas variantes de prueba a otras. El número de golpes de pisón que se aplica por capa también cambia en las diferentes pruebas.

3. En todos los casos, la energía específica se puede calcular con bastante aproximación con el empleo de la expresión 4-1, quedando definida por el número de golpes por capa del pisón compactador, el número de capas en que el suelo se dispone dentro del molde, el peso del pisón compactador, su altura de caída y el volumen total del molde.

4. En todos los casos se especifica un tamaño máximo de partícula que puede contener el suelo, y se eliminan los tamaños mayores por cribado previo a la prueba. Con frecuencia se establece también una especificación relativa al reuso del material durante la prueba.

El valor de cada una de las variables de la prueba puede hacerse cambiar según convenga, a fin de reproducir en cada caso las condiciones de compactación de campo, pero se ha hecho costumbre que cada organismo (o grupo de ellos) de los que usan suelos compactados, fije según su experiencia una prueba patrón y que de sus resultados deriven las especificaciones para la compactación en el campo. Desde luego que, como las propiedades mecánicas de los suelos compactados dependen de las condiciones de compactación, y las propiedades que son deseables en cierta estructura no necesariamente lo son

en otra, resulta irracional el uso de un solo patrón de laboratorio para todas las posibles situaciones de campo (Ref. 13).

Algunas de las pruebas dinámicas que han alcanzado mayor difusión son la prueba Proctor estándar (que es la que originalmente propuso Proctor), la prueba Proctor (AASHO) estándar (con cuatro variantes), la prueba Proctor (AASHO) modificada (con cuatro variantes), la prueba E-10 del U.S. Bureau of Reclamation, la prueba de impactos de California (en sus dos variantes) y la prueba británica estándar (B. Std.-1377. 1948).

Las características principales de algunas de estas pruebas se presentan en la tabla IV-13 (Ref. 4).

Al final de la tabla IV-13 se añadió la variante Proctor S.O.P., por medio de la cual la Secretaría de Obras Públicas suele controlar los trabajos de compactación de terracerías en materiales finos.

Además de las anteriores, merece mención la variante de prueba de compactación dinámica estipulada por el Departamento de Carreteras del Estado de Texas (EE.UU.), similar hasta cierto punto a la prueba AASHO modificada.

Las pruebas AASHO estándar y AASHO modificada se detallan en su procedimiento en el anexo IV-a de este capítulo. Ambas existen en 4 variantes, generadas con el criterio que se indica a continuación. En primer lugar se utilizan dos tipos de molde, uno con diámetro de 10.16 cm (4") y otro con diámetro de 15.24 cm (6"); la razón de esto es que el primero es el molde clásico establecido por Proctor y que perdura por la costumbre, en tanto que el segundo es un tamaño que se introdujo después debido a la conveniencia de realizar pruebas de valor relativo de soporte (VRS) en el material compactado, sin extraerlo del molde; para estas pruebas, típicas de la tecnología de pavimentos y que se detallarán en el capítulo alusivo, el molde de 4" resulta pequeño y se utiliza el de 6" (técnica del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos. Ref. 41). En segundo lugar se utilizan dos tipos de granulometrías, uno hasta el tamaño máximo de la malla N° 4 y otro hasta el tamaño máximo de 3/4"; esto es con el objeto de dar mayor representatividad a la prueba y abarcar una mayor variedad de materiales.

El método por impactos de California, que se describe en el anexo IV-b de este capítulo, en realidad es anterior a la propia prueba original de Proctor en su utilización como método de control de compactación de campo. En esencia es similar a las pruebas normalizadas por la AASHO, si bien la energía específica es distinta, como consecuencia de las diferen-

Tabla IV-13

Características de las pruebas de compactación por impactos de uso más generalizado

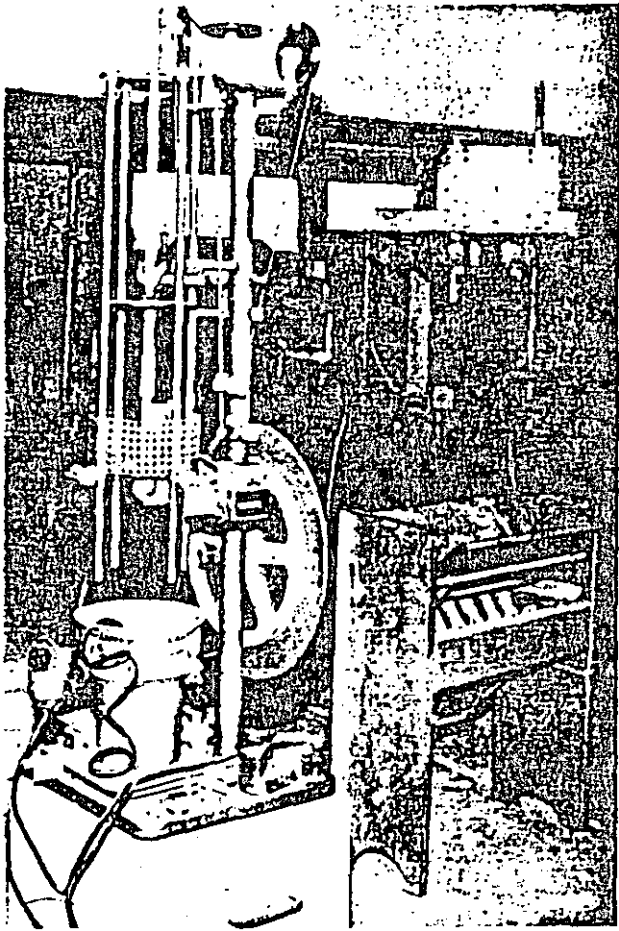
Prueba	Tratamiento del material	Molde		Peso del martillo	Altura de caída	Nº de capas	Nº de golpes por capa	Reuso del suelo	Energía específica
		Diámetro	Altura						
		cm	cm	kg	cm	—	—	—	kg cm cm ³
Proctor estándar	Cribado por la malla de 1/4"	10.16	12.70	2.490	30.48	3	25	sí	4.02
Prueba E-10 del U.S.B.R.	Cribado por la malla Núm. 4, tras secado al aire y desintegración de grumos	10.80	15.24	2.490	35.72	3	25	sí	6.05
Proctor (AASHO) estándar (variante A)	Cribado por la malla Núm. 4, tras secado al aire	10.16	11.43	2.490	30.48	3	25	sí	6.05
Proctor (AASHO) modificada (variante D)	Tras secar al aire, se desintegran grumos y se criba por la malla de 3/4", reemplazando material retenido con igual peso del material comprendido entre las mallas de 3/4" y Núm. 4	15.24	17.78	4.530	45.72	5	55	no	27.31
California Variante A	Cribado por la malla de 3/4" en estado seco	7.30	91.44	4.530	45.72	5	20	no	17.70
Variante B	Cribado por la malla de 3/4" en estado húmedo	7.30	91.44	4.530	45.72	10	20	no	35.40
Británica estándar	Secado al horno o al aire y cribado p/malla 3/4"	10.16	11.68	2.492	30.48	3	25	sí	6.05
Variante Proctor de SOP	Secado al aire y cribado por la malla Núm. 4	10.16	11.68	2.490	30.48	3	30	sí	6.65

cias anotadas en la tabla IV-13. El Departamento de Carreteras de California la utiliza para control de compactación de campo y la ha mantenido en uso durante muchos años, apartándose un poco de la tendencia casi universal en los EE.UU., en favor de las pruebas Proctor, normalizadas por la AASHO, quizá por no desaprovechar la experiencia de muchos ingenieros de campo, que al cabo de los años se va "calibrando" en el uso de una cierta prueba; la anterior es quizá la principal razón por la que muchas instituciones mantienen en uso pruebas que en realidad difieren poco de otras y cuyo uso no añade nada substancial a la tecnología que se emplea.

Otro tanto sucede en la Secretaría de Obras Públicas de México, que utiliza para suelos finos una prueba tipo Proctor cuya única variación notable respecto a la prueba AASHO estándar consiste en

dar 30 golpes por capa en vez de 25. Esta norma se introdujo hace más de 35 años y obedeció a que entonces se creyó que era más fácil obtener una buena repartición de los golpes por capa si se daba un número mayor; la razón para apartarse de la práctica común podrá parecer hoy excesivamente sutil o, incluso, inadecuada, pero el hecho es que la Secretaría de Obras Públicas ha desarrollado sus últimos 35 años de experiencia con base en esta prueba y ésta es la causa única de que se siga utilizando.

El Departamento de Carreteras del Estado de Texas ha desarrollado otra prueba de impactos que, como se dijo, tiene interés particular (Ref. 36). El hecho esencial está en la mecanización de la prueba, por lo demás básicamente similar a la Proctor (AASHO) modificada; mediante la mecanización se trata de eliminar la influencia del operador. Existen



Compactador mecánico por impactos, de Texas.

diferencias relativamente menores en relación al tamaño de las partículas, al tamaño del espécimen y la compactación se hace en un equipo automático que usa pisones también automáticos; se impone el requisito de no reusar el material. Se especifican 4 energías diferentes para distintos tipos de suelos, y se disminuye la energía de compactación en los suelos finos a medida que puedan desarrollar tendencia a la expansión o al agrietamiento; se tiene todo un procedimiento de compactación para las arenas limpias.

Una de las objeciones más serias que se han puesto a las pruebas de compactación por impacto estriba en decir que su representatividad está fundamentalmente en entredicho por las condiciones de confinamiento muy rígidas que impone el molde al suelo colocado en su interior; estas condiciones limitan la posibilidad de desplazamiento de las partículas del suelo, haciéndolas distintas de las que se tienen en el campo, donde el confinamiento lateral es mucho menor. Con base en esta idea, Francis Hveem, uno de los cerebros más agudos y originales que han estudiado estos problemas, propuso realizar pruebas en moldes convencionales, pero con especímenes en forma de cilindro hueco, en cuyo interior se colocaría un cilindro de hule, que hiciese posible un desplazamiento de las partículas más parecido al que tienen en el campo. Los autores de este libro conocen por

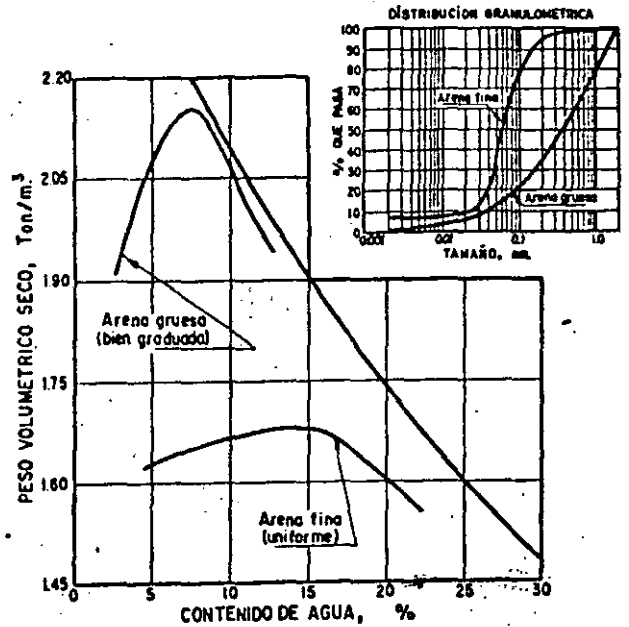


Figura IV-29. Curvas de compactación para dos arenas de diferente granulometría con la misma energía de compactación (Ref. 37).

comunicación personal algunos resultados preliminares de esta idea, que indicaban la obtención en muchos suelos de más altos grados de compactación para menores energías, respecto a la pruebas tradicionales; sin embargo, parece ser que estas interesantes investigaciones se interrumpieron antes de conducir a conclusiones de carácter definitivo.

En la Fig. IV-7 se presentó un hecho fundamental que rige los procesos de compactación de laboratorio en pruebas dinámicas. A energía creciente, se obtiene mayor peso volumétrico seco máximo a contenido de agua óptimo decreciente. Al comparar las diferentes curvas de compactación de la Fig. IV-7 se puede ver también que arriba de la humedad óptima un fuerte aumento en la compactación tiene muy poco reflejo en el peso volumétrico seco logrado, en tanto que abajo del contenido óptimo de agua, es muy considerable el efecto del aumento de la energía de compactación.

La Fig. IV-29 (Ref. 37) ilustra el efecto del tipo de suelo (en este caso la granulometría) en los resultados de la compactación lograda en dos arenas diferentes; en ambos casos se usó la prueba británica estándar.

Nótese la ventaja de la arena bien graduada, en la que las partículas finas pueden acomodarse en los huecos entre las grandes.

La influencia del contenido de partículas gruesas en la muestra de suelo fue investigada por Maddison (Ref. 38), quien encontró que la mezcla de 25% de cualquier agregado de un solo tamaño, hasta 2.5 cm, tiene poco efecto en la compactación del conjunto de suelo, pero porcentajes mayores de ese mismo tamaño hacen decrecer con rapidez los pesos volumétricos alcanzados, y cuando dicho porcentaje llega a ser 70%, el comportamiento del suelo es el

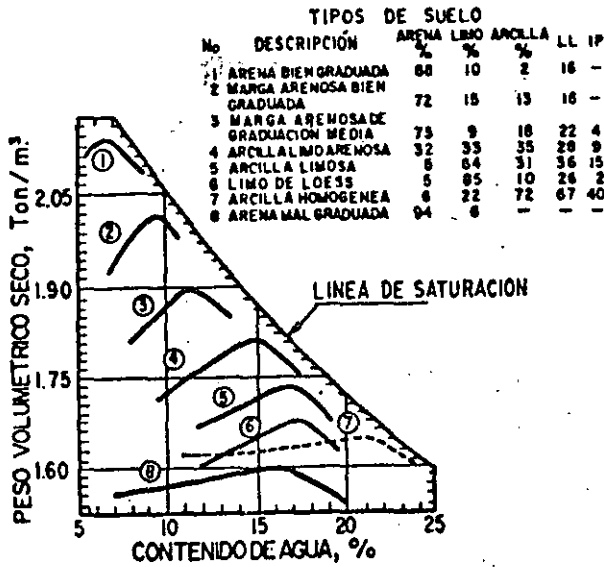


Figura IV-30. Curvas de compactación para 8 suelos utilizando la prueba Proctor (AASHO) estándar (Ref. 15).

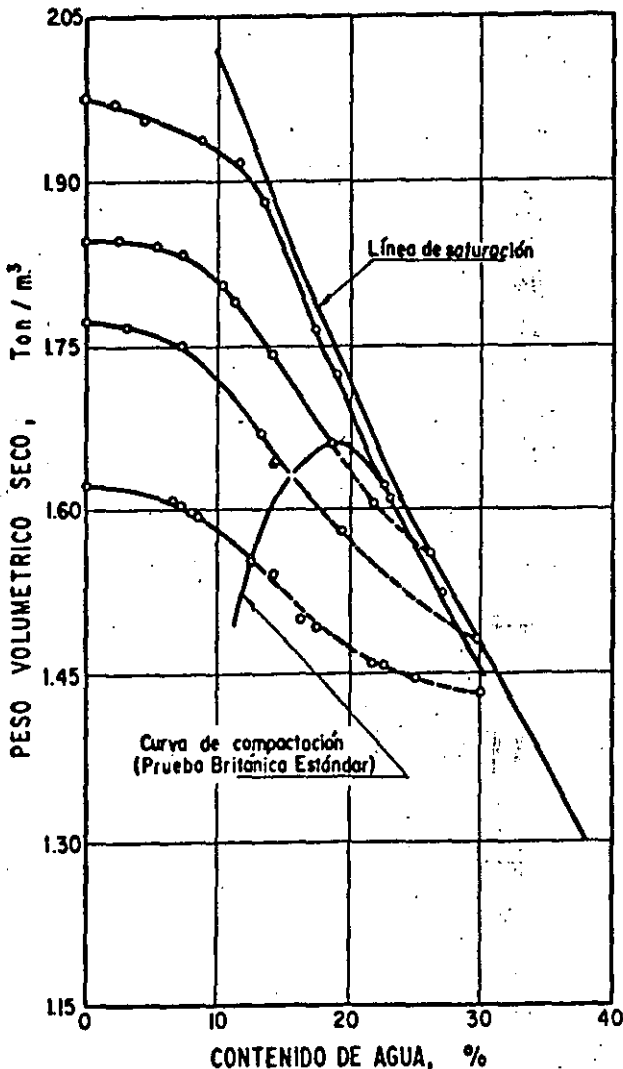


Figura IV-31. Relación entre el peso volumétrico seco y el contenido de agua en una arcilla arenosa cuando se humedece o seca lentamente después de ser compactada (Ref. 37).

de un conjunto de partículas gruesas del tamaño seleccionado.

La información respecto a la influencia del tipo de suelo puede complementarse si se analiza la Fig. IV-30 (Ref. 15), en la que se presentan curvas de compactación para 8 diferentes suelos, compactados con la prueba Proctor (AASHO) estándar.

En la Fig. IV-31 (Ref. 37) se muestran resultados del secado y humedecimiento de una arena arcillosa compactada con la prueba británica estándar de impactos; en la figura aparece también la curva de compactación correspondiente. A partir de diferentes puntos de dicha curva, que representan condiciones particulares del citado suelo, se secó y humedeció éste; en la figura se puede ver la evolución del contenido de agua y del peso volumétrico seco como consecuencia de tales operaciones. Los máximos cambios de volumen ocurren cuando el suelo está cerca de la saturación, pero la capacidad de absorber agua decrece cuando también disminuye el porcentaje de aire en los vacíos. Aunque los cambios de volumen más pequeños ocurren con contenidos de aire muy altos, estos suelos cuando se saturan, son los que llegan a los menores pesos volumétricos y a los mayores contenidos de agua.

La forma de las curvas de compactación obtenidas se considera "regular" cuando presenta el contorno parabólico que se muestra en muchas de las figuras presentadas, pero muchos suelos lateríticos, las arenas uniformes (ver Fig. IV-3) y ciertas arcillas coloidales altamente plásticas exhiben con frecuencia curvas de compactación de forma muy irregular. La forma de las curvas puede estar también ligada a la energía de compactación; por ejemplo, en las arcillas de alta plasticidad, la forma irregular obtenida en la prueba Proctor (AASHO) estándar suele tornarse muy regular cuando se usa la prueba Proctor (AASHO) modificada.

En una representación semilogarítmica, tal como la que se ve en la Fig. IV-32 (Ref. 39), se puede apreciar la variación de los pesos volumétricos secos máximos para 17 suelos diferentes, compactados con distintas energías de compactación. Dicha figura se obtiene al unir los valores de los máximos pesos volumétricos obtenidos en el laboratorio para cada suelo y en cada prueba efectuada, lo que produce una variación lineal en representación semilogarítmica como la que se muestra. En la gráfica resalta una vez más la influencia del tipo de suelo en los resultados de la compactación y el diferente efecto que puede tener sobre cada uno el aumento de la energía específica de la prueba (de la AASHO estándar a la AASHO modificada). Al tomar en cuenta que se está utilizando una representación semilogarítmica, podrá observarse que para todos los suelos la eficiencia de un aumento de la energía de compactación va disminuyendo a medida que se opera a niveles más altos de energía.

La experiencia de campo indica que en muchos suelos es muy difícil sobrepasar el 100% de compac-

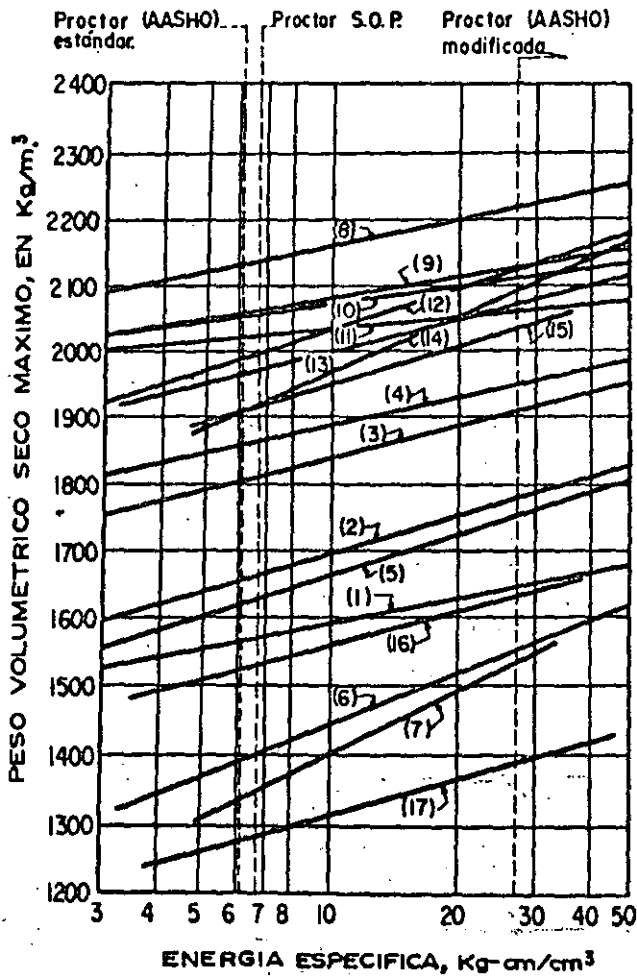


Figura IV-32. Variación de peso volumétrico máximo con la energía de compactación para diferentes tipos de suelos (Ref. 39).

tación con base en la prueba modificada, en tanto que con otros es más fácil lograrlo. La explicación al hecho se ve clara al comparar las diferentes inclinaciones de las curvas en la gráfica.

En la Fig. IV-33 se presenta otra comparación de interés entre las pruebas Proctor (AASHO) estándar y Proctor (AASHO) modificada hechas para 43 suelos diferentes. El máximo de la curva de compactación Proctor (AASHO) estándar oscila entre el 85 y el 97% del máximo correspondiente a la prueba modificada; el tipo del suelo es el factor principal para definir la relación entre ambas pruebas. Es notable el acercamiento que ocurre entre los resultados de las dos pruebas en materiales granulares.

Para finalizar la información que se ofrece en torno a las pruebas dinámicas, en la tabla IV-14 se presentan resultados de compactación en varios tipos de suelos correspondientes a varias pruebas y a diversos equipos de compactación de campo. La tabla está tomada de la Ref. 37 y en ella se ve claramente la diferencia grande que se puede obtener para un mismo suelo, tanto en peso volumétrico seco máximo como en contenido óptimo de agua, al aplicar diferentes métodos de compactación; la relatividad de los dos conceptos anteriores resalta como evidente

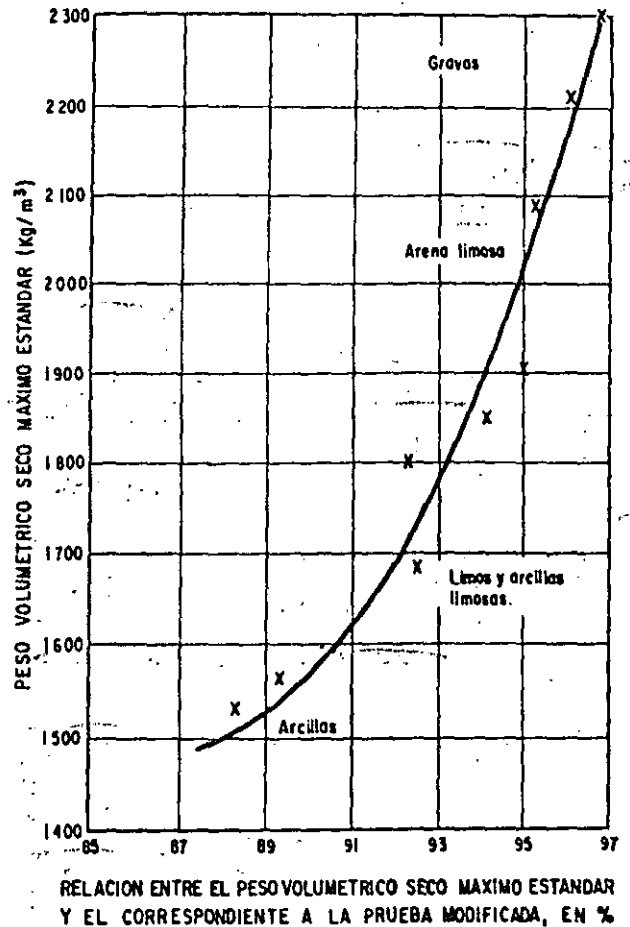


Figura IV-33. Relación entre los pesos volumétricos estándar y modificados (AASHO).

una vez más. La investigación que se presenta corresponde a un caso particular, pero destaca convenientemente las tendencias generales.

B Pruebas estáticas

Con relación a la Fig. IV-3 ya se comentó que en suelos friccionantes es muy común que las pruebas dinámicas produzcan una curva de compactación con una forma inadecuada para la determinación de un peso volumétrico seco máximo y una humedad óptima. También se dijo que para este tipo de suelo existen otras pruebas de compactación en las que usualmente se define una curva de compactación de forma típica, adaptada a los fines que se persiguen.

Una de éstas es la prueba de compactación estática, que introdujo O. J. Porter y que alcanzó su forma definitiva alrededor de 1935. En ella se compacta al suelo colocándolo dentro de un molde cilíndrico de 15.24 cm (6") de diámetro; el suelo se dispone en tres capas, acomodándolo con 25 golpes de una varilla con punta de bala, lo que no significa una compactación intensa, pues la varilla es ligera y la altura de caída, que no está especificada, es la mínima utilizable por el operador para una manipulación cómoda. La compactación propiamente dicha se logra al aplicar al conjunto de las tres capas una pre-

Tabla IV-14

Comparación de pesos volumétricos máximos y humedades óptimas obtenidas con distintas pruebas de laboratorio y varios equipos de campo

Tipo de prueba	Tipo de Suelo									
	Arcilla franca		Arcilla limosa		Arcilla arenosa		Arena		Mezcla de arena, grava y arcilla	
	P.V.S. máx. T/M3	Humedad óptima %	P.V.S. máx. T/M3	Humedad óptima %	P.V.S. máx. T/M3	Humedad óptima %	P.V.S. máx. T/M3	Humedad óptima %	P.V.S. máx. T/M3	Humedad óptima %
Británica estándar	1.560	26	1.670	21	1.850	14	1.940	11	2.080	9
Proctor (AASHO) modificada	1.810	17	1.930	14	2.050	11	2.080	9	2.220	7
Rodillo liso de 2.5 ton	1.520	21	1.770	17	1.830	16	2.060	10	2.150	8
Rodillo liso de 7.5 ton	1.670	20	1.780	16	1.860	14	2.120	8	2.220	7
Rodillo neumático	1.575	25	1.670	20	1.780	19	2.040	11	2.020	7
Rodillo pata de cabra (vástago b de Fig. IV-4)	1.720	16	1.860	14	1.910	12	—	—	2.080	6
Rodillo pata de cabra (vástago a de Fig. IV-4)	1.720	15	1.850	14	1.920	12	—	—	2.060	5
Plataforma vibratoria manual de 450 kg	1.720	17	1.760	15	1.860	13	2.050	10	2.180	7

sión de 140.6 kg/cm², la cual se mantiene durante un minuto. Los detalles de la prueba se incluyen en el anexo IV-c de este capítulo; se menciona allí la modalidad adoptada por la Secretaría de Obras Públicas, que ésta utiliza con frecuencia para controlar los trabajos de compactación de campo con suelos predominantemente friccionantes (prueba Porter SOP).

Como se ve, la prueba de compactación estática es tan antigua como las dinámicas; si bien no se ha extendido tanto como éstas ni es de aplicación tan universal, tiene en su favor de igual manera el factor de tradición y costumbre. Además, la prueba clásica estática estaba ligada con la prueba de valor relativo soporte (C.B.R.), muy usada en pavimentos, y ésta es, quizá, otra razón de su supervivencia en la tecnología de muchas instituciones.

Es bastante dudoso, pero está relativamente poco estudiado, que una prueba estática tenga un buen índice de representatividad respecto a cualquier proceso de compactación en el campo. La aplicación de presión, que de por sí no es un método eficiente para compactar suelos friccionantes (que es a los que muchas veces se les aplica la prueba estática), no considera ni la vibración ni ninguno de los métodos modernos de compactación de estos suelos en el campo; además, hay razones para pensar que la aplicación de una presión estática puede producir cambios gra-

nulométricos importantes durante la prueba, lo que contribuye a poner en entredicho su representatividad.

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. Independientemente de que esta afirmación se basaba en una intuición nunca comprobada, hasta donde llega el conocimiento de los autores de este libro, la idea carece hoy de base, pues, como se dijo, los suelos friccionantes se compactan en el campo con el empleo de otros sistemas.

En la Ref. 39 Aguirre Menchaca presentó los resultados de un estudio comparativo sobre los logros de la prueba estática en relación a los de las pruebas dinámicas. El estudio abarcó 17 suelos, desde gravas hasta arcillas de alta plasticidad. La tabla IV-15 muestra las características principales de los 17 suelos que se estudiaron.

En la tabla IV-16 se muestran los pesos volumétricos secos máximos obtenidos y las humedades óptimas correspondientes a cada una de las pruebas realizadas a los diferentes suelos. Nótese que en los sue-

Tabla IV-15

Comparación de resultados entre las pruebas estática y dinámicas
Relación de suelos estudiados (Ref. 39)

Suelos	Descripción	Clasificación (S.U.C.S.)	Límites de plasticidad		Porcentaje que pasa la malla			
			L.L.	I.P.	3/4"	Nº 4	Nº 40	Nº 200
1	Arena fina uniforme	SP	22	INAP.	100	100	100	5
2	Arena media limosa, bien graduada	SW-SM	25	INAP.	100	100	40	10
3	Arena gruesa, angulosa	SW-SM	20	INAP.	100	100	30	12
4	Arena limo-arcillosa	SM-SC	21	7	100	100	55	25
5	Arcilla limosa	CL-ML	34	12	100	100	70	45
6	Arcilla de alta plasticidad	CH	62	36	100	100	96	90
7	Arcilla de alta plasticidad	CH	71	35	100	100	96	92
8	Grava angulosa con 9% de finos no plásticos	GW-GM	21	6	100	49	21	9
9	Grava redondeada con 9% de finos no plásticos	GW-GM	21	6	100	47	21	9
10	Grava angulosa con 18% de finos no plásticos	GM	21	6	100	55	25	18
11	Grava redondeada con 18% de finos no plásticos	GM	21	6	100	55	25	18
12	Grava angulosa con 9% de finos plásticos	GW-GC	49	29	100	42	19	9
13	Grava redondeada con 9% de finos plásticos	GW-GC	49	29	100	42	19	9
14	Grava angulosa con 18% de finos plásticos	GC	49	29	100	54	28	18
15	Grava redondeada con 18% de finos plásticos	GC	49	29	100	54	28	18
16	Arena arcillosa con 30% aprox. de gravas	SC	38	12	100	72	55	37
17	Arena arcillosa	SC	38	12	100	100	80	45

Tabla IV-16

Comparación de resultados entre las pruebas estática y dinámicas. Resumen de pesos volumétricos secos máximos y humedades óptimas. Arenas y suelos finos

Suelo	E-2		E-4		P		M-2		M-4	
	γ_d	w	γ_d	w	γ_d	w	γ_d	w	γ_d	w
1. SP	1555	17.1	1556	17.0	1645	16.8	1630	15.3	1640	15.4
2. SW-SM	1640	16.8	1645	15.0	1720	14.0	1730	15.5	1765	12.2
3. SW-SM	1785	14.7	1792	14.3	1800	12.3	1910	12.2	1900	12.0
4. SM-SC	1830	14.0	1850	13.7	1900	11.5	1912	12.0	1940	11.6
5. CL-ML	1558	22.0	1610	19.8	1745	15.3	1675	17.3	1740	16.7
6. CH	1312	31.8	1380	30.4	1713	18.9	1510	25.4	1540	24.6
7. CH	1290	32.2	1320	32.4	1630	21.8	1450	26.1	1515	23.8

Gravas

	E-4		E-6		P		M-4		M-6	
	γ_d	w	γ_d	w	γ_d	w	γ_d	w	γ_d	w
8. GW-GM	2124	9.3	2117	9.5	2095	7.5	2213	7.6	2175	7.9
9. GW-GM	2049	8.8	2062	9.1	2032	8.1	2120	7.7	2095	8.0
10. GM	2045	10.1	2048	9.1	2050	9.9	2104	8.5	2097	8.6
11. GM	2015	10.0	1991	10.0	2012	10.9	2057	9.0	2037	9.2
12. GW-GC	1971	11.9	1980	10.9	2077	10.6	2112	8.7	2107	8.4
13. GW-GC	1951	11.5	1962	10.2	2021	10.7	2059	8.3	2057	8.5

Tabla IV-16 (Continuación)

14. GC	1892	12.6	1916	12.0	2098	10.4	2077	9.3	2072	8.8
15. GC	1895	11.0	1887	11.6	2052	10.1	2020	9.6	2018	9.3
16. SC	1514	22.9	—	—	1628	21.4	1622	19.4	—	—
17. SC	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Símbolos: E-2 Proctor (AASHO) estándar, en molde de 2" (miniatura)
 E-4 Proctor (AASHO) estándar, en molde de 4"
 E-6 Proctor (AASHO) estándar, en molde de 6"
 M-2 Proctor (AASHO) modificada en molde de 2"
 M-4 Proctor (AASHO) modificada en molde de 4"
 M-6 Proctor (AASHO) modificada en molde de 6"
 P Prueba estática (Porter SOP) 6"

Nota: Los valores anotados en las columnas correspondientes a pesos volumétricos máximos (γ_d) y humedad óptima (w) representan el promedio de 5 ensayos.
 Los valores de γ_d están en kg/m^3 y los de w , en porcentaje.

los finos se usó el molde de la prueba miniatura de Harvard (molde de 2" de diámetro), pero al suelo se le hizo una prueba con impactos de un pisón.

Las principales conclusiones del estudio estriban en establecer que en las arenas gruesas y gravas, limpias o con finos no plásticos, los resultados de la prueba Porter SOP son similares a los obtenidos para los mismos suelos con la prueba Proctor (AASHO) estándar (ver Fig. IV-34).

En las arcillas de mediana plasticidad, en las arenas finas con cualquier clase de finos, en las arenas gruesas con finos plásticos y en las gravas con finos plásticos, los resultados de la prueba estática son comparables a los de la prueba Proctor (AASHO) modificada, tal como se ve en la Fig. IV-35.

Por último, en las arcillas de alta plasticidad los resultados obtenidos con la prueba Porter superan en forma notable (hasta en un 10%) a los de la prueba Proctor (AASHO) modificada, según lo muestra la Fig. IV-36.

En la Fig. IV-37 (Ref. 59) se presenta el resultado de otra comparación entre las pruebas de compactación Proctor SOP y Porter SOP, variantes que utiliza la Secretaría de Obras Públicas, de México, y de las que ya se ha hablado. En la Figura aparecen dos correlaciones. La primera entre el cociente γ_d Proctor sobre γ_d Porter y un número que se obtiene al multiplicar el índice plástico del suelo por su porcentaje de partículas menores que la malla N° 200. La segunda correlación se establece entre la misma relación de pesos volumétricos y el equivalente de arena de los suelos (prueba utilizada en la tecnología de los pavimentos que se detallará en el capítulo alusivo).

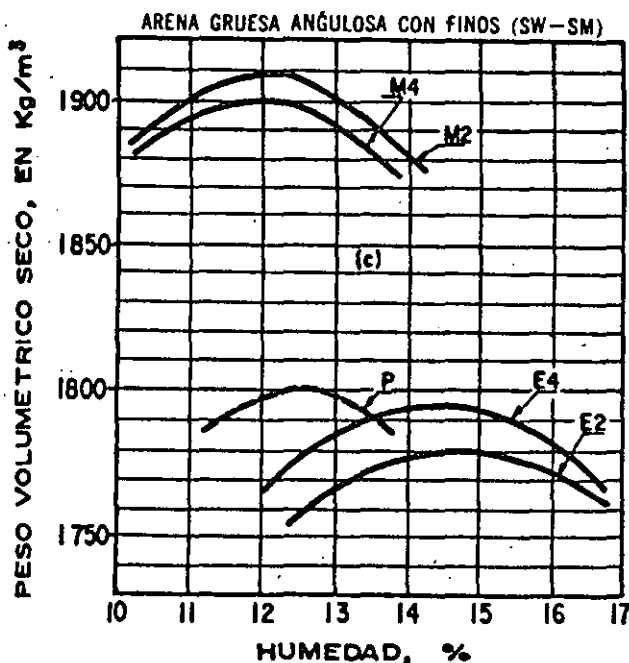


Figura IV-34. Comparación entre la prueba estática y pruebas dinámicas en una arena gruesa con finos no plásticos (Ref. 39).

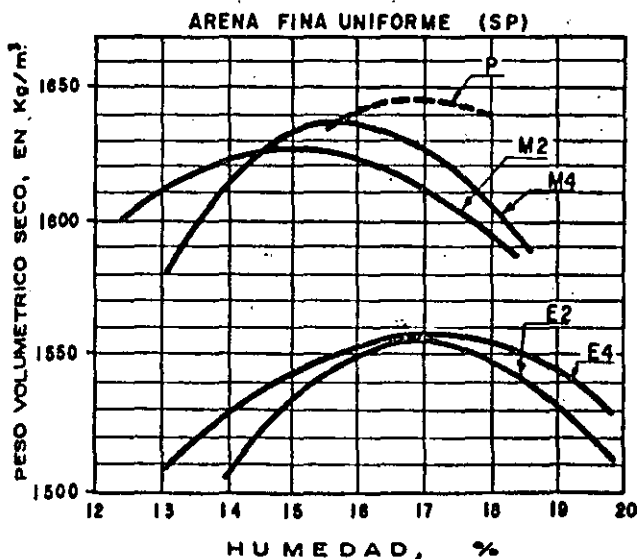


Figura IV-35. Comparación entre la prueba estática y pruebas dinámicas en una arena fina (Ref. 39).

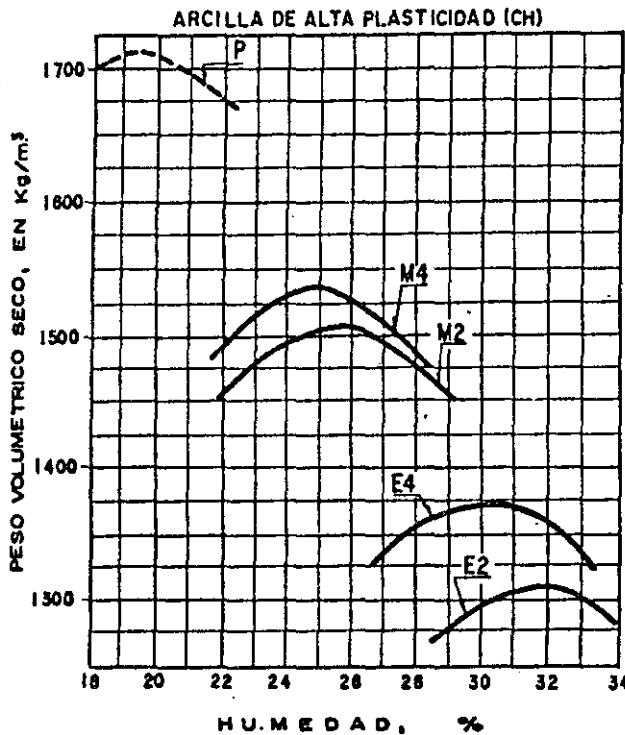


Figura IV-36. Comparación entre la prueba estática y pruebas dinámicas en una arcilla de alta plasticidad (Ref. 39).

Para la primera correlación se observa que γ_d (Proctor) < γ_d (Porter) en los suelos plásticos (cuando es mayor que 100 el producto del índice plástico por el porcentaje de material menor que la malla 200). La prueba Porter produce pesos volumétricos secos máximos menores cuanto más friccional sea el material y mayores cuanto más plástico. Los resultados concuerdan con los obtenidos por Aguirre Menchaca (Ref. 39) y, de hecho, sus 17 suelos figuran entre los resultados del estudio que ahora se comenta.

La segunda correlación indica substancialmente el mismo hecho. Para equivalentes de arena menores de 20 (suelos plásticos) el peso volumétrico seco máximo Proctor es menor que el peso volumétrico seco máximo Porter; cuanto más friccional sea el suelo mayor es el peso volumétrico seco máximo Proctor que el Porter.

Algunas instituciones tienen a la Porter como prueba estándar de compactación en suelos friccionales y a pruebas tipo Proctor como norma en suelos finos; los resultados de un estudio como el anterior inducen a pensar sobre la conveniencia de tratar de diversificar 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 friccional es fino o grueso, de si contiene finos plásticos o no plásticos y de factores que en general son muy difíciles de cuantificar y que se prestan 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 fijar un estándar de compactación inalcanzable por el equipo o innecesario, o bien al establecer un estándar de compactación insuficiente. Estudios como el que se comenta 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 cada 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 particular.

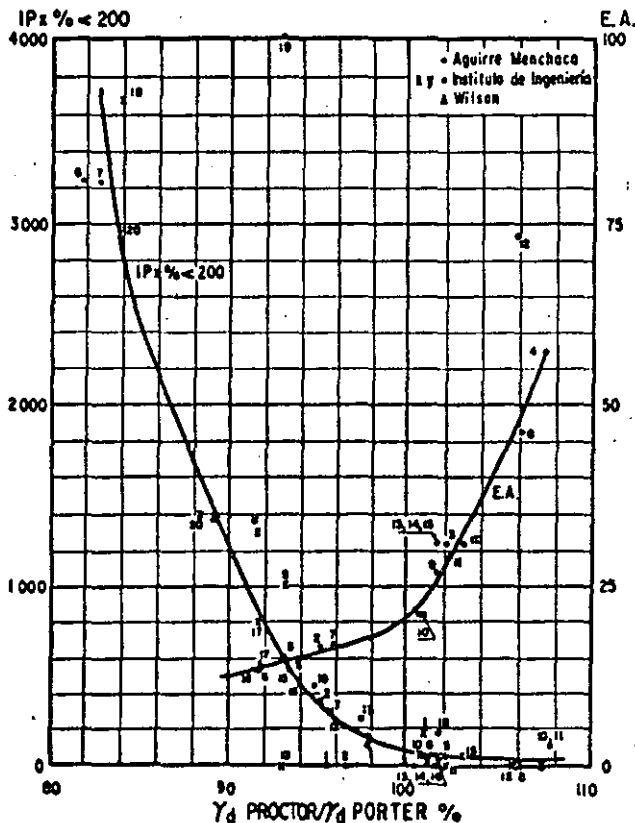


Figura IV-37. Correlación entre los pesos volumétricos secos máximos obtenidos en pruebas Porter y Proctor.

C Compactación por amasado

Con una sola excepción, los métodos de compactación por amasado son relativamente nuevos en la tecnología de los laboratorios. La excepción la constituye la prueba denominada "miniatura" que desarrolló S. D. Wilson en la Universidad de Harvard (EE.UU.).

En todos los casos se busca reproducir en el laboratorio el efecto típico que tiene lugar en muchos rodillos de campo (pata de cabra y neumáticos, en menor escala), con el objeto de lograr en el espécimen la misma estructuración interna que adquiere el suelo del campo.

En la prueba "miniatura" el efecto de amasado se logra al presionar un émbolo de área especificada contra la superficie de las diversas capas con las que se constituye la muestra dentro de un molde, el cual tiene las dimensiones necesarias para formar un espécimen apropiado para la realización de pruebas triaxiales convencionales; en cualquier aplicación se transmite al émbolo una presión constante, lo que se consigue cuando se le adapta un resorte calibrado, que permite saber el momento en que se aplica tal presión. En el anexo IV-d de este capítulo se describe en detalle la prueba, que sólo se puede realizar en suelos con tamaño máximo de 2 mm, lo que por otra parte no es un inconveniente grave pues, como es natural, su campo de aplicabilidad se circunscribe a suelos arcillosos.

Hveem (Ref. 42) desarrolló un compactador mecánico de laboratorio que, sin el operador, forma especímenes por medio de un verdadero proceso de amasado, independientemente de la influencia del operador, aun cuando no hay suficientes publicaciones sobre resultados y conclusiones, que permitan definir la representatividad del compactador (o por lo menos no son conocidas por los autores de este libro en cantidad suficiente), toda la intuición ingenieril inclina a pensar que este método de compactación

sea el que produzca los especímenes más representativos de los suelos a los que en el campo se aplican métodos de compactación con rodillo pata de cabra o rodillo neumático.

En el anexo IV-d de este capítulo se detalla el método de compactación por amasado de Hveem.

D Compactación por vibración

Las pruebas de compactación con vibración han interesado a numerosos investigadores en los últimos años (Ref. 43). Muchas de ellas utilizan un molde Proctor montado en una mesa vibratoria; se estudia el efecto de la frecuencia, la amplitud y la aceleración de la mesa vibratoria, así como la influencia de las sobrecargas, de la granulometría del suelo y del contenido de agua. Schäffner (Ref. 44, también citado en la Ref. 43) estudió la compactación de arenas secas en mesas de vibración. La Fig. IV-38 muestra resultados típicos; puede verse cómo disminuye la relación de vacíos con la aceleración y cómo se obtuvieron los máximos pesos volumétricos con frecuencias del orden de 6 000 r.p.m.

Resultados análogos han sido reportados por Selig (Ref. 44), quien encontró que los máximos pesos volumétricos se obtienen con aceleraciones comprendidas entre 1g y 2g y que cuando crece la presión que se ejerce sobre la arena, se requiere una aceleración mayor para alcanzar un cierto peso volumétrico.

Ortigosa y Whitman (Ref. 46) encontraron que con aceleraciones arriba de 2g el peso volumétrico disminuye otra vez por efectos de la sobrecompactación, pero si la arena está saturada o húmeda, el peso volumétrico sigue subiendo aun con aceleraciones superiores a 3 g (Ref. 47).

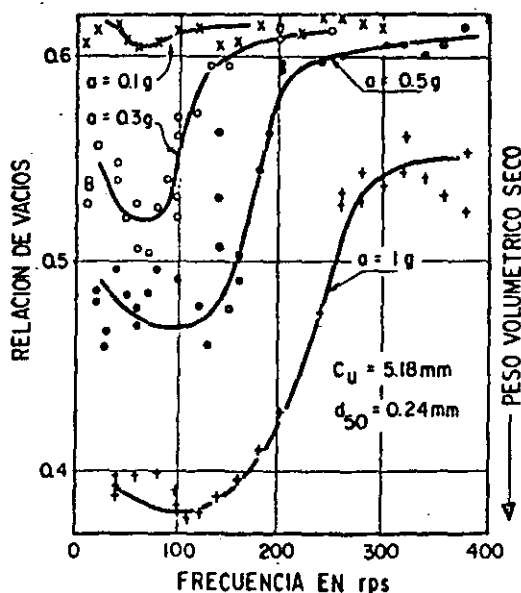
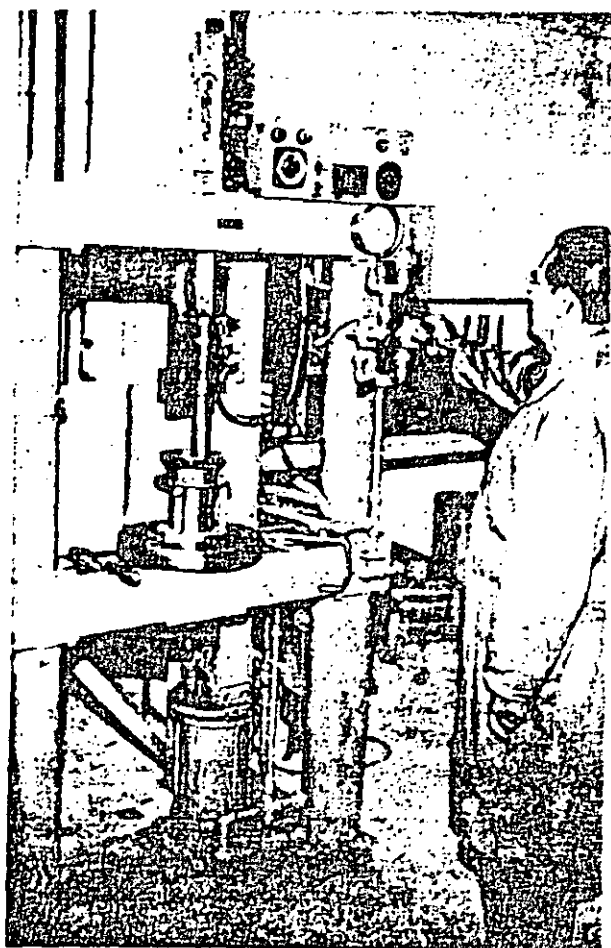


Figura IV-38. Compactación de arenas por vibración. Influencia de la aceleración y la frecuencia (Ref. 4).



Compactador mecánico por amasado de Hveem.

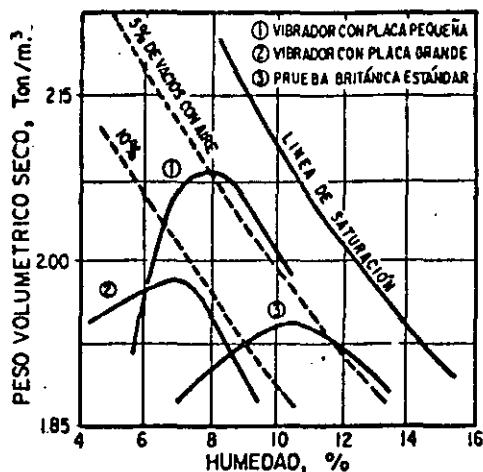


Figura IV-39. Curvas de compactación para un suelo arenoso compactado con dos tipos de vibrador y con la prueba Británica estándar (Ref. 15).

La técnica sueca (Ref. 21) ha desarrollado otro tipo de prueba de laboratorio con vibración que consiste en colocar un espécimen en la parte baja de un cilindro unido a un bloque masivo de concreto; sobre el espécimen y cubriéndolo en toda su superficie vibra una placa, provista de un vástago sobre el que actúa el vibrador.

Los métodos de vibración en el laboratorio también se han estandarizado a base de una mesa vibratoria combinada con una sobrecarga o con un pisón vibratorio. En las Refs. 48, 49 y 50 se muestra algo de estos métodos.

En la Fig. IV-39 aparece una comparación de la eficiencia que se logra al compactar una arena en el campo con vibración y la que se puede obtener con una prueba dinámica de laboratorio; resalta en primer lugar lo mucho que influye el tamaño de la placa del vibrador y, en segundo, la gran eficiencia que se puede conseguir al aplicar racionalmente la compactación vibratoria.

Por su importancia al especificar el rango de frecuencias con que se deben usar los compactadores en el campo o aplicarse las vibraciones en el laboratorio, se presentan a continuación, en la tabla IV-17, las frecuencias naturales de algunos suelos y rocas considerados en conjunto con un vibrador; la tabla procede de la Ref. 15 y se refiere a un determinado vibrador.

Tabla IV-17

Frecuencias naturales del conjunto suelo-vibrador para varios suelos y rocas

Tipo de suelo o roca	Frecuencia natural r.p.m.
2 m de turba sobre arena	750
2 m de relleno con arenas y suelos finos	1145
Arena y grava con lentes de arcilla	1165
Terracería compactada por el peso del tránsito	1280
Arcilla húmeda	1430
Arena media muy uniforme	1445
Arena gruesa uniforme	1570
Arcilla casi seca	1650
Caliza	1800
Arenisca	2040

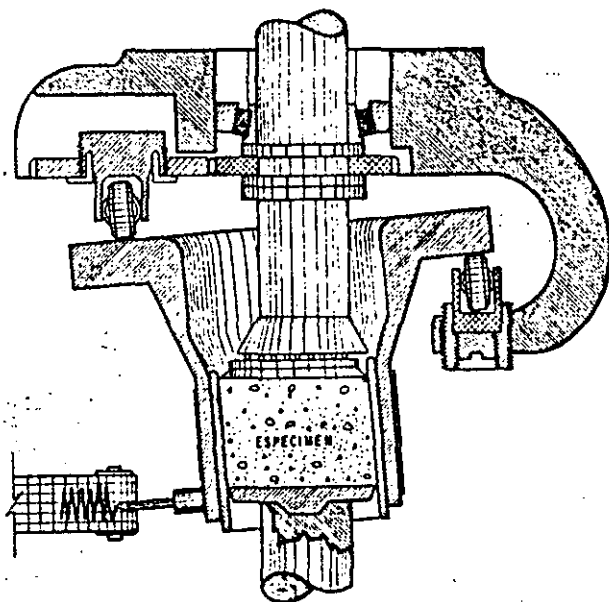


Figura IV-40. Dispositivo esquemático de la máquina de compactación giratoria (Ref. 52).

Un aumento en la amplitud incrementa la eficiencia de la vibración y su efecto en profundidad a todas las frecuencias, al aumentar la deformación de las partículas del suelo. Una amplitud grande es especialmente favorable en las arcillas, así como en los materiales friccionantes más gruesos. Cuando se utilizan amplitudes muy grandes pueden reducirse las frecuencias de los equipos, lo que suele conducir a procesos de compactación más económicos.

La investigación de laboratorio (Ref. 21), ha hecho ver también que la utilización de frecuencias de resonancia para el sistema suelo-vibrador es más útil cuanto mayor sea la presión que se ejerce sobre el suelo compactado. En la práctica esto ha conducido a la utilización de frecuencias más altas en los equipos de compactación más ligeros.

E Pruebas especiales o en proceso de desarrollo

De entre éstas merece especial mención la máquina giratoria de compactación (Refs. 51 y 52), que es obvio que ha sido ideada con el propósito de reproducir en el espécimen de laboratorio la estructura y demás condiciones que adquiere el suelo cuando se le compacta en el campo con los equipos de rolado usuales. En rigor, se puede considerar a este equipo como un compactador de amasado. La Fig. IV-40 muestra esquemáticamente el dispositivo por el cual se transmite al espécimen una presión combinada con un efecto de balanceo.

Muchas de las pruebas que hasta ahora se han hecho con este aparato están ligadas a la tecnología de los pavimentos, y comienzan a desarrollarse diferentes modos e intensidades de aplicación de la energía de compactación para distinguir los volúmenes del tránsito. La máquina también ha demostrado que es útil para detectar la influencia de la plasticidad de la fracción fina de los suelos que se prueban

y para estudiar la degradación estructural de los materiales bajo un cierto tipo de carga dinámica.

Es de esperar que en un futuro próximo se disponga de información mucho más completa sobre este sistema de compactación.

IV-9 CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DE PRUEBAS DE LABORATORIO. COMPARACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS EN EL LABORATORIO Y EL CAMPO

A riesgo de caer en la reiteración, conviene ahora hacer una breve recapitulación de los criterios prácticos para elegir una determinada prueba de laboratorio que haya de servir como base de proyecto o como norma de control de calidad en un proceso de compactación; comoquiera que tales criterios sólo se basan en la representatividad de las pruebas, se insistirá aquí algo en la presentación de información sobre resultados comparativos de procesos de compactación en el campo y en el laboratorio; también se completarán y sistematizarán algunos datos, sobre los cuales ya aparecieron algunos comentarios en páginas anteriores de este capítulo.

El problema de la selección de la prueba de laboratorio apropiada puede expresarse en términos sencillos, pues se trata de elegir la prueba que por reproducir la relación entre pesos volumétricos y contenidos de agua y la estructura del suelo en el campo, permita estudiar el efecto de las condiciones de compactación en los suelos particulares que vayan a usarse, con el fin de definir en forma racional las condiciones en que se lleve a cabo el proceso de compactación de campo (Ref. 13).

En el caso de los suelos finos, con pruebas de amasado se logra la máxima aproximación a la estructura del suelo que se vaya a compactar; esto se ha comprobado por comparación de propiedades mecánicas (Ref. 57). La compactación por impactos es menos apropiada y menos representativa, pero es probablemente aceptable en la tecnología de Vías Terrestres, sobre todo con fines de control de calidad; la mayor parte de las diferencias con respecto a la compactación de campo quedan seguramente dentro de las variaciones y desviaciones de los procesos constructivos prácticos (Ref. 13).

De esta manera, la selección de la prueba patrón de laboratorio se reduce a escoger la energía de compactación que mejor reproduzca la relación entre el peso volumétrico y los contenidos de agua que se espera en el campo. Nótese que se recomienda siempre el uso de una prueba de amasado o, cuando menos, dinámica, y se considera poco apropiado utilizar una prueba estática, cuya representatividad, como se dijo, es mucho más problemática.

La elección del estándar de energía que convenga ha de hacerse con base en experiencia previa o en pruebas de campo en secciones representativas a escala natural. Ayudará a ello toda la información

que se pueda obtener sobre resultados comparativos de pruebas de laboratorio y procesos de campo.

Algunas comparaciones de tal tipo se presentan a continuación.

A Comparación de resultados de pruebas de laboratorio con los obtenidos en los procesos de compactación con rodillo pata de cabra

La Fig. IV-41 (Refs. 13 y 58) indica que la curva de campo con rodillo pata de cabra corresponde a grados de saturación ligeramente mayores que los correspondientes a una prueba de impactos en el laboratorio (Proctor, AASHO, estándar). En la misma figura se ve una curva correspondiente a una prueba de amasado (Harvard miniatura), bastante más próxima a la curva de campo. El proceso de compactación a que se refiere la figura se realizó con 12 pasadas de un rodillo pesado sobre un suelo arcilloso colocado en capas de 23 cm de espesor en estado suelto.

La Fig. IV-42 (Refs. 12 y 13) muestra información análoga correspondiente a los materiales finos de las tres presas que se citan. El proceso de campo se hizo con rodillo pata de cabra pesado y el material fue una arcilla tendida en capas de 20 cm de espesor suelto.

Los datos de las Figs. IV-41 y IV-42 deben compararse con los de la Fig. IV-43 (Refs. 13 y 15), que presenta resultados análogos, pero con un rodillo pata de cabra ligero. Nótese que en este último caso se invierten las posiciones relativas de las curvas de óptimos de campo y de laboratorio. Una presión del rodillo del orden 25 kg/cm² distingue al equipo ligero del pesado para los efectos que aquí se discuten.

Los datos en las Refs. 12, 13, 14 y 15 se resumen en la Ref. 13 en las siguientes conclusiones:

1. Para presiones entre 8 y 18 kg/cm² la línea de óptimos de la compactación de campo queda ligeramente a la izquierda de la correspondiente a una prueba de impactos tipo Proctor. Son mayores las

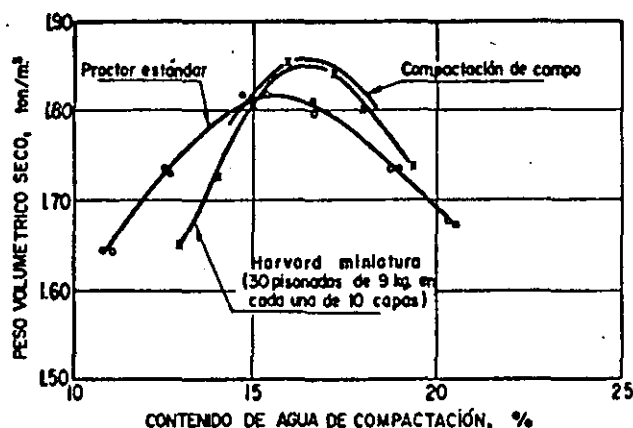


Figura IV-41. Comparación de curvas de compactación de campo (rodillo "pata de cabra" de gran presión nominal) y de laboratorio (Proctor estándar y Harvard miniatura) (Refs. 13 y 58).

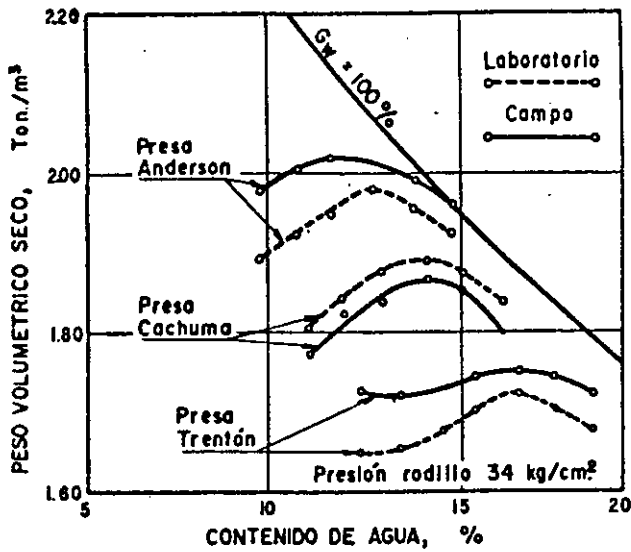


Figura IV-42. Comparación de curvas de compactación de campo (rodillo "pata de cabra" de alta presión nominal) y de laboratorio (Proctor estándar para material que pasa la malla Núm. 4) (Refs. 12 y 13).

diferencias entre las curvas de campo y las de compactación por amasado tipo miniatura Harvard, pues estas últimas quedan a la derecha de las que se obtienen en pruebas dinámicas.

2. Para presiones de 18 a 35 kg/cm² la línea de óptimos de la compactación de campo casi coincide con la que se obtiene en una prueba de impactos tipo Proctor, quedando ligeramente a la derecha de ella. Las curvas de amasado correspondientes a pruebas tipo Harvard miniatura prácticamente coinciden con las curvas de campo.

Por desgracia no hay suficiente información con relación a especímenes producidos con otros tipos de

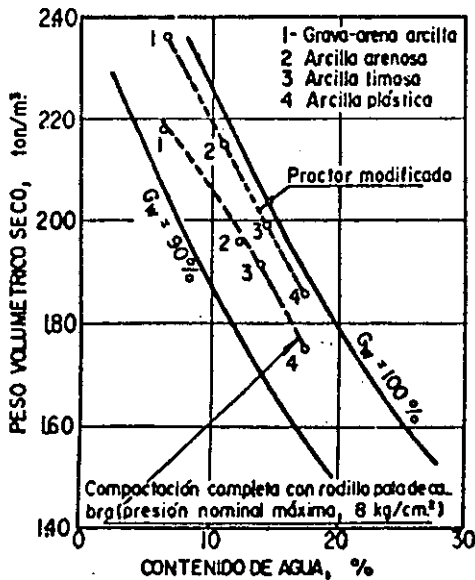


Figura IV-43. Comparación de líneas de óptimos de campo (rodillo "pata de cabra" de baja presión nominal) y de laboratorio (impactos) (Refs. 13, 14 y 15).

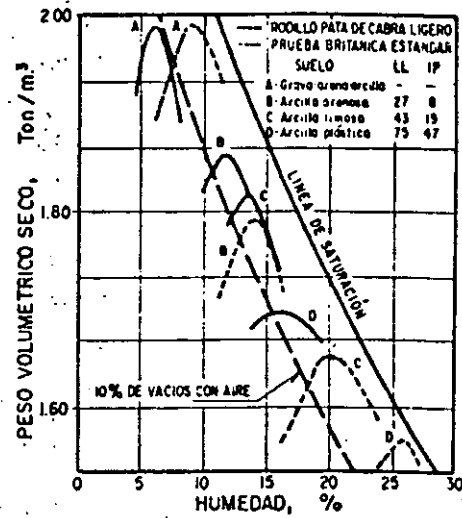


Figura IV-44. Comparación de curvas de compactación de campo (rodillo "pata de cabra" ligero) y de laboratorio (prueba británica estándar) (Refs. 14 y 15).

compactadores por amasado, que por cierto se utilizan más ahora.

En la Fig. IV-44 (Refs. 14 y 15) se comparan las curvas de compactación de campo de los cuatro suelos que se indican, con los valores obtenidos en el laboratorio por medio de la prueba británica estándar (muy similar a la Proctor, AASHO, estándar). El proceso de campo se llevó a cabo con un rodillo pata de cabra ligero (8 kg/cm² de presión de contacto), con 64 pasadas y 75 cm² de área de contacto del vástago. Desde luego se mantiene la tendencia señalada en párrafos anteriores, pero se ve que no es consistente la relación entre los pesos volumétricos máximos que se obtuvieron en campo y en el laboratorio para los cuatro suelos. Obsérvese que la Fig. IV-44 se refiere a la misma investigación que la Fig. IV-43.

La información comparativa entre los resultados de los procesos de compactación de campo con rodillo pata de cabra y los de pruebas de laboratorio se complementa con los datos que se ofrecen en la Fig. IV-45 (Ref. 15). Las pruebas dinámicas que se comparan son la Proctor (AASHO) modificada (1), la estándar (3) y una prueba de impactos con energía intermedia (2); la línea de óptimos que se obtuvo con base en las tres pruebas representa las condiciones de compactación que puede esperarse al emplear en el laboratorio tal tipo de pruebas, en el rango de energías que se señala.

El suelo que se probó fue una arcilla con LL = 38% e IP = 18% y se tendió en capas de 15 cm de espesor compacto. Se presentan tres curvas de campo. La A corresponde a 6 pasadas de un rodillo pata de cabra con 44 cm² de área de vástago y 18 kg/cm² de presión de contacto; la B a 12 pasadas del mismo equipo y, finalmente, la C a 24.

Nótese que el óptimo de los rodillos queda por abajo del de laboratorio para cualquier valor menor de aproximadamente 22 pasadas. Comparaciones como la presente indican los peligros de fijar el gra-

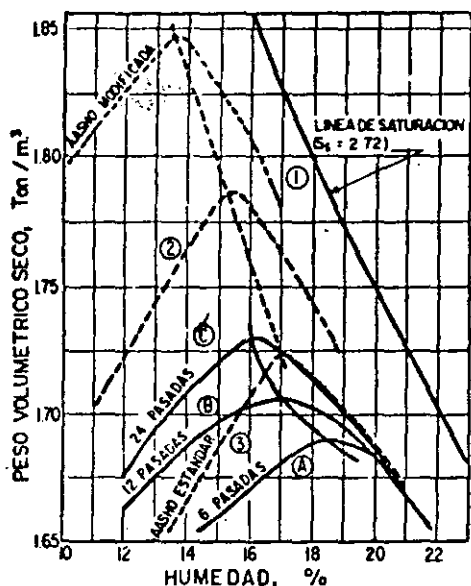


Figura IV-45. Comparación entre los resultados de un proceso de compactación de campo con rodillo "pata de cabra" y pruebas dinámicas (Ref. 15).

do de compactación de campo con base en una prueba de laboratorio escogida sin realizar previamente un estudio para determinar la relación entre ambos métodos de compactación.

B Comparación de resultados de pruebas de laboratorio con los obtenidos en los procesos de compactación con rodillos neumáticos

Las Figs. IV-46 y IV-47 (Ref. 13) hacen ver que para un suelo dado la línea de óptimos de los procesos de campo con rodillos neumáticos con presiones de inflado comprendidas entre 2.80 y 10.50 kg/cm² queda siempre a la derecha de la línea de óptimos correspondiente a pruebas dinámicas de laboratorio.

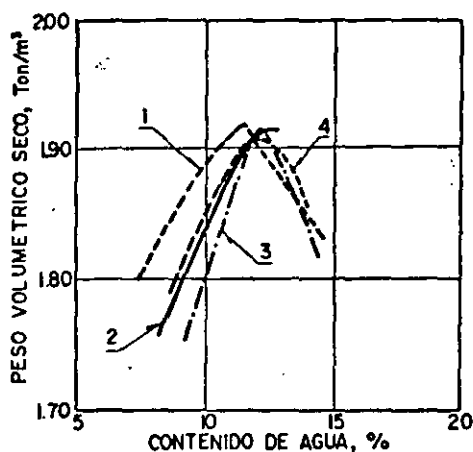


Figura IV-46. Comparación de curvas de compactación de campo (rodillo neumático) y de laboratorio (Proctor estándar) para una arcilla arenosa (LL = 18, LP = 16) (Ref. 13).

La Fig. IV-48 (Refs. 13 y 15) indica que disminuye la diferencia en la posición de las dos curvas

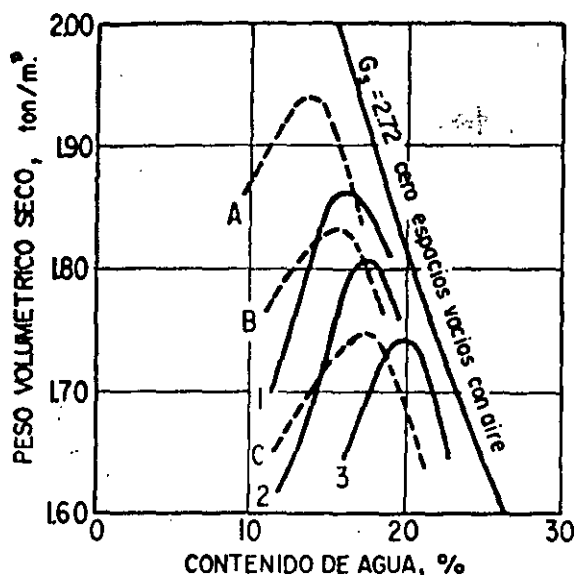


Figura IV-47. Comparación de curvas de compactación de campo (rodillo neumático) y de laboratorio (Proctor estándar) (Ref. 13).

de óptimos a que se refiere el párrafo anterior al aumentar la energía de compactación. En la Fig. IV-49 se muestra la influencia del tipo de suelo en estos aspectos.

Como se ve, en los procesos de compactación con rodillos neumáticos la curva de óptimos se localiza a la derecha de la obtenida con pruebas dinámicas, para un amplio rango de presiones de inflado en los rodillos. Es razonable pensar que las pruebas de amasado reproduzcan mejor las curvas de campo de los rodillos neumáticos que las dinámicas, pero es seguro que no será grande la diferencia entre ambos tipos de pruebas.

IV.10 PROPIEDADES MECANICAS DE LAS ARENAS COMPACTADAS

Si, por ejemplo, en un aparato de corte directo se prueba una arena suelta para obtener su resisten-

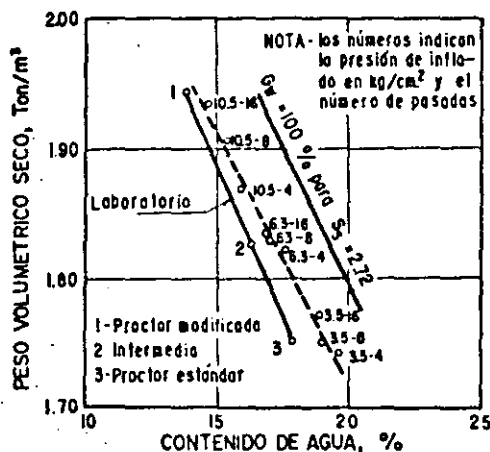


Figura IV-48. Comparación de curvas de óptimos de campo (rodillo neumático) y de laboratorio (impactos tipo Proctor) (Refs. 13 y 15).

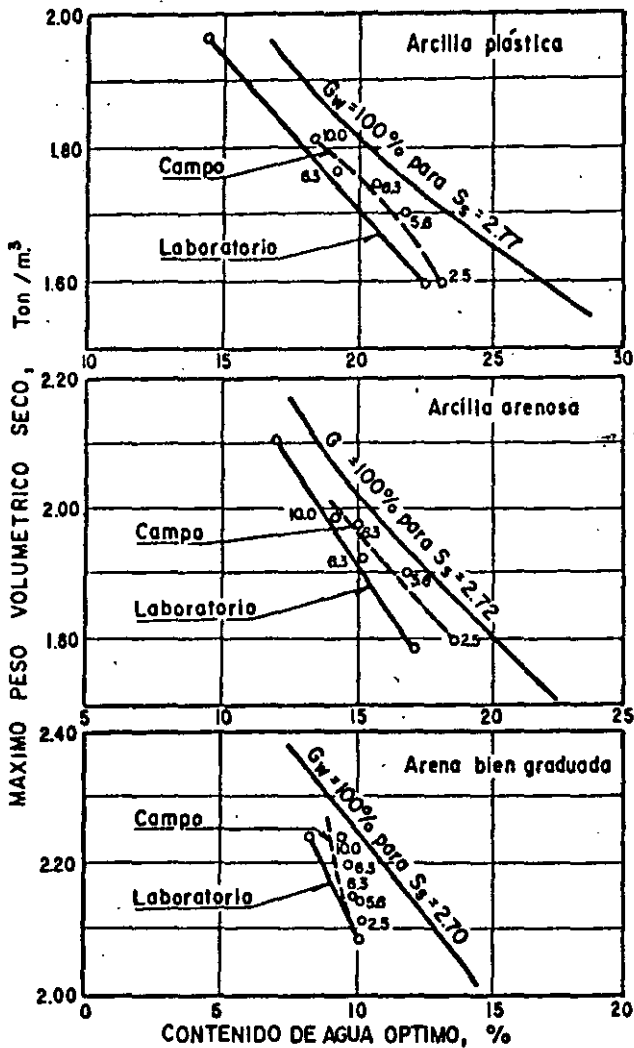


Figura IV-49. Comparación de curvas de óptimos de campo (rodillo neumático) y de laboratorio (impactos tipo Proctor) (Ref. 13).

cia al esfuerzo cortante, se obtendrá, como ya se dijo, una curva esfuerzo-deformación del tipo "plástico", tal como se muestra en la Fig. IV-50 (Ref. 10). Para producir deformaciones crecientes se necesitan esfuerzos tangenciales crecientes. En la misma prueba, una arena muy compacta mostrará la curva esfuerzo-deformación con línea discontinua que aparece en dicha figura; al principio se necesita esfuerzo creciente para aumentar la deformación, pero una vez que se sobrepasa un valor máximo del esfuerzo, éste puede disminuir sin que la deformación deje de crecer (comportamiento frágil). También se indicó ya que esta diferencia de comportamiento puede explicarse en términos de estructuración; en arena compacta es preciso no sólo vencer el rozamiento entre los granos, sino obligarlos a girar y moverse, rodando unos sobre otros; sin embargo, una vez que se ha roto la trabazón estructural compacta inicial, se facilita mucho su movimiento relativo. Por el contrario, en arena suelta, la estructuración inicial es floja e inestable y es fácil iniciar el movimiento relativo, pero éste va produciendo estructuras cada vez más

cerradas (capítulo I) y la resistencia de la arena va creciendo en forma paulatina hasta un cierto límite. Esta estructura es prácticamente igual a la que se llega al compactar la arena, por lo que la resistencia final o residual es la misma en el caso suelto y en el compacto.

La parte inferior de la misma Fig. IV-50 muestra las variaciones de volumen que sufre la muestra durante la deformación. El volumen de las arenas sueltas disminuye desde un principio, a causa de la destrucción de las inestables estructuras iniciales. En las arenas compactas hay al principio una ligera disminución de volumen por el aumento del nivel general de esfuerzos, pero en seguida el proceso de deformación que ya explicamos produce un aumento de volumen, cuya máxima velocidad corresponde al esfuerzo máximo que aparece en la parte superior de la figura.

En la figura se aprecia que la resistencia máxima que puede desarrollar una arena compacta es mucho mayor que la que puede ofrecer la misma arena, suelta. Naturalmente que no siempre son más favorables las características con que se presenta la resistencia en las arenas compactas; por ejemplo, en arena suelta se desarrolla siempre resistencia creciente, en tanto que la compacta exhibe una falla frágil, a partir de la cual su resistencia cae mucho, hecho que pudiera tener gran importancia en las aplicaciones; las arenas compactas son también susceptibles de falla progresiva.

Cuando una arena se compacta por un proceso de campo, puede aumentarse mucho su resistencia máxima, pero, en rigor, tan sólo una parte del incre-

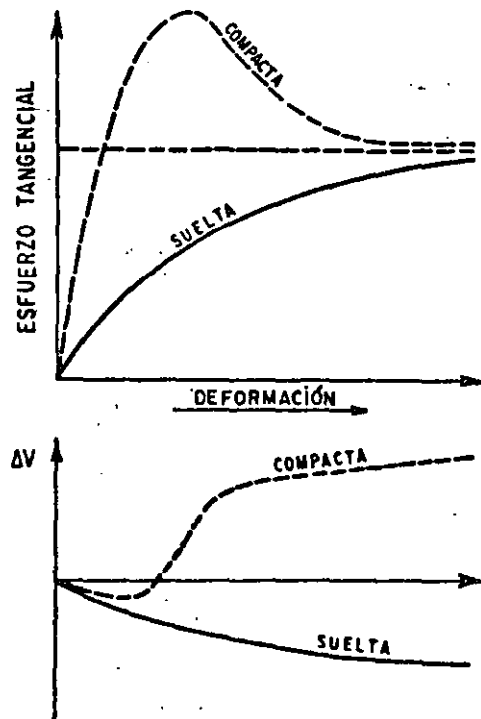


Figura IV-50. Diferencias de comportamiento entre una suelta y una compacta (Ref. 10).

mento que se obtenga podrá tomarse en cuenta en un proyecto, pues la susceptibilidad a la falla progresiva y lo irregular de cualquier distribución real de esfuerzos harán que la falla se produzca a niveles de esfuerzos menores que la resistencia máxima.

La compresibilidad de las arenas compactadas también disminuye mucho respecto a la de las arenas sueltas. A este respecto, el lector debe consultar el capítulo 1 para tener muy presentes los problemas de compresibilidad de arenas y suelos gruesos a altas presiones.

Un efecto que merece más atención de la que se le ha dedicado hasta el presente es la degradación estructural que sufren muchos suelos gruesos, por el proceso de compactación, lo que se traduce en cambios importantes en su granulometría, de manera que la que se obtiene en el campo no es la misma que se obtuvo en el laboratorio. Aparte de los cambios en resistencia y compresibilidad que esto puede producir (los que tal vez no serán de excesiva importancia en la mayoría de los casos prácticos excepto, tal vez, en las bases de los pavimentos flexibles) pueden tenerse efectos substanciales en los contenidos óptimos de asfalto en materiales de bases tratadas con este material o de carpetas. Es claro que el efecto será más notable cuanto más deleznable sean las partículas del material que se compacta. En la Ref. 39 Aguirre Menchaca presenta curvas granulométricas de materiales gruesos compactados en el laboratorio por diferentes procedimientos; en algunos casos los efectos de la degradación estructural son bastante importantes (por ejemplo, de 9% de material menor que la malla 200 en condición original a 18% después de la compactación).

IV-11 PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS FINOS COMPACTADOS

El estudio de las propiedades de los suelos finos compactados requiere un análisis previo de la influencia de las variables de compactación que condicionan las propiedades mecánicas de dichos suelos; estas variables son su relación de vacíos (o peso volumétrico seco), su grado de saturación y la estructuración que adquieren sus partículas sólidas. Mucha de la información que se presenta a continuación procede de la excelente Ref. 13; se puede encontrar información complementaria en las referencias 53, 54, 55, 56 y especialmente en la 60.

Ya se ha hablado en el capítulo 1 de esta obra de la interacción entre las fases sólida y líquida de un sistema agua, aire y arcilla. Se vio que cada cristal de arcilla parece comportarse como si tuviese una carga eléctrica negativa, atrayendo una atmósfera de iones positivos (doble capa eléctrica).

Además de esa interacción existe otra de partícula a partícula, debido a fuerzas de acción a distancia; estas fuerzas se componen de una atracción electromagnética (fuerzas de Van der Waals) y una re-

pulsión entre los estratos positivos de las dobles capas eléctricas de cada partícula. Las fuerzas de repulsión son función exponencial de la distancia entre partículas y aumentan al disminuir la concentración de electrólitos. Las fuerzas de Van der Waals son independientes de la concentración de electrólitos.

La Fig. IV-51 (Ref. 13) muestra dos arreglos extremos de las partículas sólidas, entre los que puede variar un suelo arcilloso real.

La estructura queda determinada por dos factores principales, que son la magnitud relativa de las fuerzas de atracción y repulsión de las partículas y el monto de la deformación angular que el suelo haya sufrido. A mayor repulsión y mayor deformación angular corresponde un mayor grado de orientación de las partículas.

Se analiza a continuación, siempre según la Ref. 13, el efecto de las condiciones de compactación en las variables que gobiernan el comportamiento mecánico (peso volumétrico seco, grado de saturación y grado de orientación de las partículas). Las condiciones que se consideran son el contenido de agua, la energía de compactación, el procedimiento de compactación, el método de preparación del suelo y la proporción y características de la fracción no arcillosa.

1 Efecto del contenido de agua

a. En el peso volumétrico seco

Ya quedó debidamente establecido en páginas anteriores de este capítulo. El máximo peso volumétrico seco se alcanza con el contenido de agua óptimo (Fig. IV-1).

b. En el grado de saturación.

Este efecto también se puede ver en la curva de compactación. Para cualquier par de valores $\gamma_d - w$, G_w puede calcularse con la expresión

$$G_w = \frac{w \gamma_d s_s}{s_s \gamma_w - \gamma_d} \quad (4-7)$$

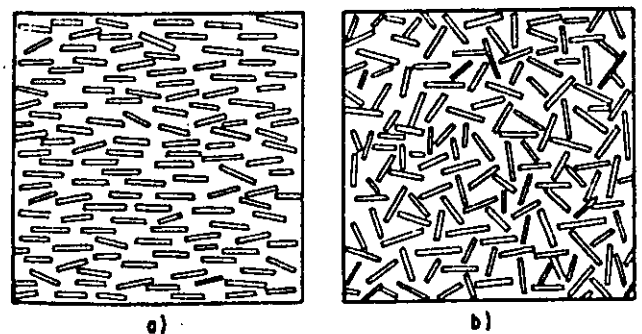


Figura IV-51. Estructuras extremas de un suelo arcilloso: a) alto grado de orientación de partículas; b) bajo grado de orientación de partículas (Ref. 13).

donde G_w y w están en porcentaje y S_s es el peso específico relativo de los sólidos. La expresión 4-7 permite dibujar en el diagrama de compactación la curva correspondiente a cualquier grado de saturación.

Ya se dijo que el grado de saturación disminuye rápidamente para contenidos de agua abajo del óptimo, pero que es casi constante para contenidos de agua arriba de dicho límite (ver, por ejemplo, la Fig. IV-7).

c. En la estructura.

Cuando el contenido de agua es bajo, se limita el desarrollo de la doble capa eléctrica y la concentración de iones es muy alta. A esta situación corresponden pequeñas repulsiones entre las partículas y altos esfuerzos efectivos por capilaridad; como consecuencia, se tendrá un suelo con alta resistencia a la deformación y bajo grado de orientación de partículas.

Si aumenta el contenido de agua, crecen las fuerzas de repulsión y disminuyen los esfuerzos capilares, con lo que se reduce la resistencia del suelo a la deformación. Con método y energía de compactación iguales, un suelo compactado con mayor contenido de agua sufrirá mayores deformaciones angulares y alcanzará una estructura con mayor grado de orientación. Con un mayor contenido de agua, aumenta el grado de orientación de las partículas. Si se hace variar la energía de compactación, con mayor energía habrá más tendencia a lograr mayor orientación de las partículas.

2 Efecto de la energía de compactación

a. En el peso volumétrico seco.

En la Fig. IV-7 ya se mostró cómo cambia la curva de compactación al variar la energía específica. Al aumentar la energía, el aumento de peso volumétrico será tanto mayor cuanto menor sea el contenido de agua del suelo; cualquier incremento de energía que se aplica a un suelo con contenido de agua superior al óptimo se utiliza en producir deformación angular, pero no reducción de volumen; esto se debe a que un suelo con contenido de agua alto es más deformable y tiene bajo contenido de aire y, por tanto, fase fluida menos compresible.

b. En el grado de saturación.

Durante el proceso de compactación el contenido de agua de los suelos finos permanece constante, de manera que el grado de saturación crece si se incrementa la energía de compactación y se alcanza mayor peso volumétrico.

Cuando el suelo tiene un contenido de agua superior al óptimo, el aumento de energía de compactación resulta muy poco eficiente, como ya se dijo.

c. En la estructura.

La energía que se aplica al suelo se emplea para reducir su volumen y para deformarlo angularmente.

Por tanto, el aumento de la energía de compactación produce una orientación adicional de las partículas de arcilla, que es una función creciente del contenido de agua; si el suelo tiene una humedad superior a la óptima, todo aumento de la energía de compactación se empleará en acercar al suelo a la condición de dispersión extrema que se muestra en la Fig. IV-51a.

3 Efecto del método de compactación

Desgraciadamente no es posible comparar los diversos métodos de compactación que se utilizan al mismo nivel de energía de compactación, pues, como ya se explicó, éste no puede cuantificarse con precisión en cada caso y se ve afectado por factores imponderables que influyen en la eficiencia de los procesos. Lo que se hace es comparar los procedimientos que llevan al suelo al mismo peso volumétrico seco y con el mismo contenido de agua. En tales condiciones, se espera que la diferencia de propiedades del suelo que pueda obtenerse se deba únicamente a una diferencia en las estructuras, la cual sería atribuible sólo a diferencias en la magnitud de las deformaciones angulares inducidas por el método de compactación.

En el laboratorio, a mismo peso volumétrico y mismo contenido de agua, el máximo grado de orientación de las partículas se logra por amasado y el mínimo por compactación estática. En la Ref. 63, de la que se reproduce la Fig. IV-52, se presenta una interesante investigación en la que se hace ver que con compactación estática una arcilla conserva una estructura completamente floculada en toda la curva

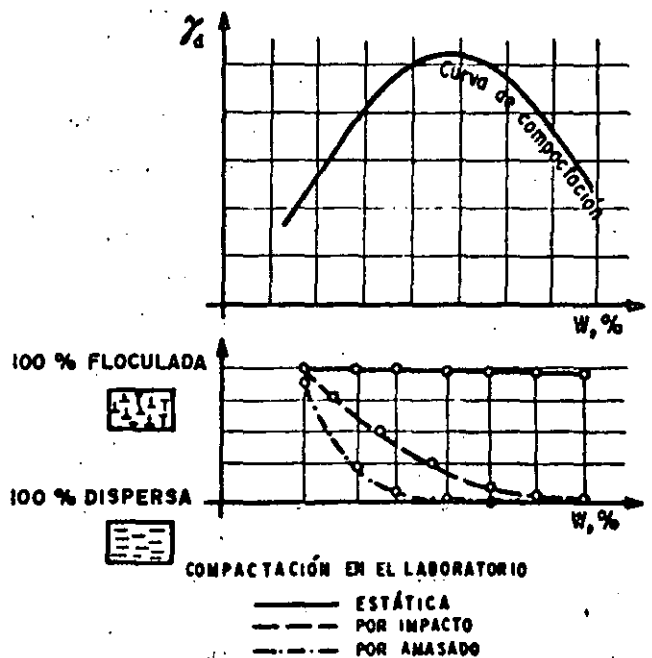


Figura IV-52. Influencia del tipo de compactación en la estructura adquirida por el suelo compactado (Ref. 63).

de compactación: la arcilla, que tenía estructura floculada a bajas humedades, con compactación por amasado alcanza una estructura dispersa desarrollada en su totalidad (con la máxima orientación de las partículas) a contenidos de agua de compactación correspondientes aproximadamente a la humedad óptima de la prueba que se haga; esta estructura dispersa se mantiene a contenidos de agua crecientes ya en toda la curva. En una prueba de compactación por impactos, una estructura inicialmente floculada a contenidos de agua muy bajos, se va tornando dispersa a medida que la curva de compactación progresa con humedades crecientes, alcanzándose una estructura totalmente orientada sólo con humedades mayores que la óptima, ya en la rama húmeda de la curva.

Es evidente que de lo anterior pueden extraerse conclusiones que trascienden en mucho al aspecto meramente académico de la investigación. A estructuras tan diferentes en el suelo han de corresponder propiedades fundamentales también muy diferentes (ello se comprobará en las páginas siguientes). Por otra parte, casi todos los procesos de compactación de campo más usados, excluyendo la vibración, desgraciadamente no incluida en la investigación anterior, incluyen en mayor o menor grado efectos de amasado, en tanto que la compactación estática del laboratorio no puede considerarse representativa de ningún método actual de campo. De esta manera, puede ya intuirse que una prueba de compactación estática no podrá considerarse representativa de ningún proceso de compactación de campo y; por ende, el uso de una prueba estática de laboratorio para estudio de suelos con fines de proyectar una estructura de tierra deberá cuestionarse seriamente.

En el campo, el rodillo pata de cabra produce mayor orientación de las partículas que el neumático.

Una diferencia bien conocida entre las pruebas de laboratorio por amasado y por impactos es que el lugar geométrico de los óptimos corresponde a grados de saturación mayores en el primer caso que en el segundo.

En la Fig. IV-53 (Ref. 13) se proporciona el orden de magnitud de dicha diferencia en el caso de una arcilla arenosa poco plástica y bien graduada; en suelos más plásticos la diferencia puede ser mayor.

4 Efecto de la fracción gruesa

Ya se comentó en páginas anteriores de este capítulo la influencia de la fracción gruesa en el peso volumétrico que se obtiene al realizar pruebas dinámicas. Nos limitaremos aquí a insistir en que el peso volumétrico seco aumenta al aumentar el porcentaje de gruesos hasta un cierto límite, arriba del cual disminuye. Si el porcentaje de gruesos es constante, pero se cambia la granulometría de la fracción gruesa, el peso volumétrico seco máximo aumenta al mejorar la distribución granulométrica de dicha fracción gruesa. Por esta razón es inadecuado (Ref. 13) el proce-

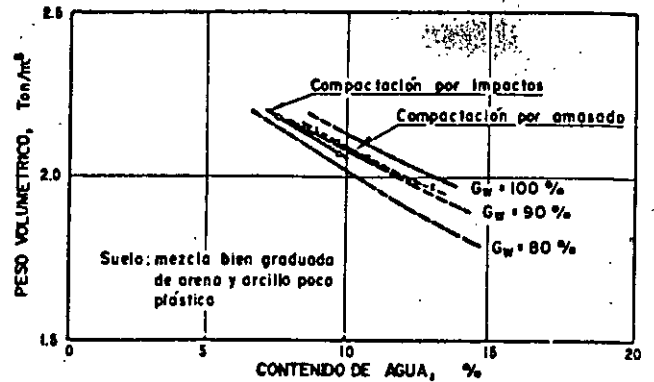


Figura IV-53. Curvas correspondientes al óptimo contenido de agua de un mismo suelo para compactación por impactos (tipo Proctor) y por amasado (tipo Harvard miniatura) (Ref. 13).

dimiento de compactación de laboratorio en que la fracción retenida en una malla (muchas veces la de 3/4") se substituye por el mismo peso de material que pasa por dicha malla y lo retiene la N° 4; si tal método se aplica, se obtienen resultados que pudieran desviarse significativamente de lo que ocurra en el campo.

5 Efecto de la preparación de la muestra

Como ya se ha indicado, los dos factores que más influyen son el reuso y el logro de una homogénea distribución del contenido de agua.

Se analizan a continuación las propiedades más importantes de los suelos finos compactados.

A Permeabilidad

La permeabilidad de un suelo compactado, como sus otras propiedades mecánicas, depende de su relación de vacíos (o su peso volumétrico seco), de su estructura y de su grado de saturación.

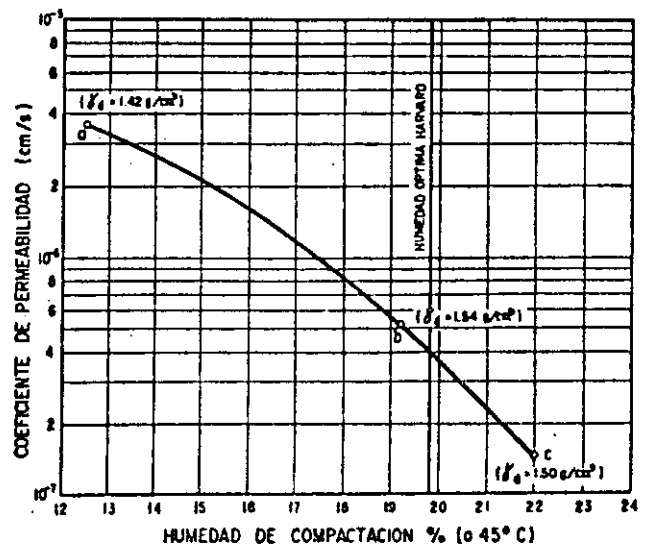


Figura IV-54. Relación entre la humedad de compactación y el coeficiente de permeabilidad en un limo yesífero saturado con contrapresión de 6 kg/cm² (Ref. 61).

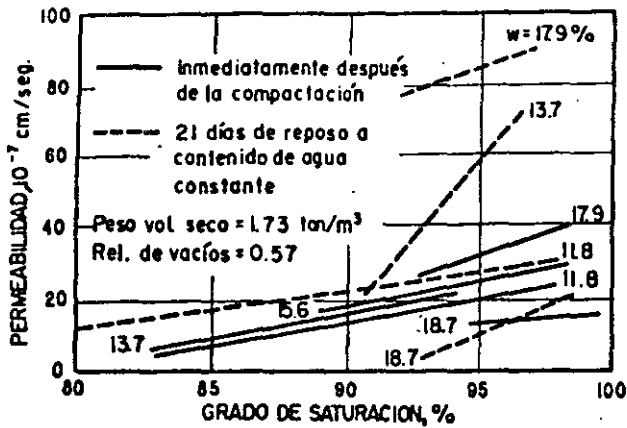


Figura IV-55. Efecto del grado de saturación en la permeabilidad de una arcilla limosa compactada por amasado (Refs. 13 y 62).

Como se indicó en el párrafo 1-8 del capítulo 1; la permeabilidad puede relacionarse linealmente con el cuadrado de la relación de vacíos del suelo.

La variación entre el coeficiente de permeabilidad del suelo y la humedad de compactación es del tipo que se muestra en la Fig. IV-54 (Ref. 61).

En la Fig. IV-55 (Refs. 13 y 62) aparece el efecto del grado de saturación en la permeabilidad de las arcillas compactadas, que aumenta siempre con dicho grado de saturación. La figura ilustra también el efecto de los cambios de estructuración por tixotropía (disminución del grado de orientación de las partículas), al dejar reposar a los especímenes durante 21 días a contenido de agua constante.

La estructuración es el factor que más afecta a la permeabilidad de un suelo compactado (Fig. IV-56, Refs. 13 y 62). Nótese que a mayor contenido de

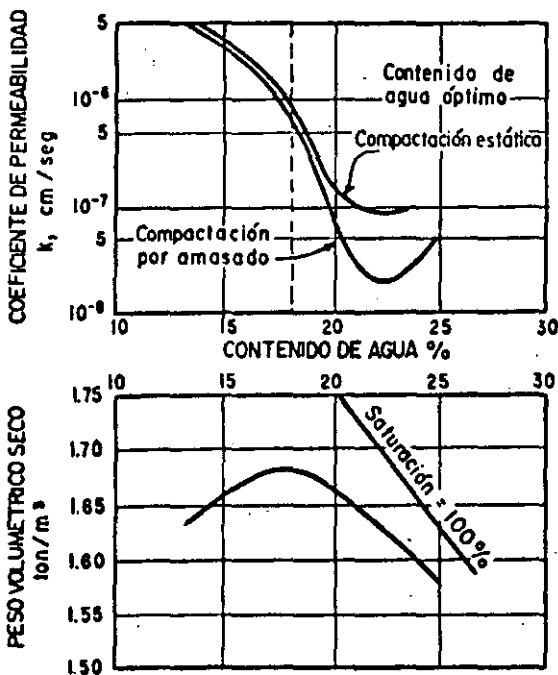


Figura IV-56. Efecto de la estructura de una arcilla limosa en su permeabilidad (Refs. 13 y 62).

agua y mayor distorsión producida por la compactación (a lo que corresponde mayor grado de orientación en las partículas) se obtiene menor permeabilidad, y que las diferencias por este efecto son muy importantes.

La Fig. IV-57 (Refs. 13 y 57) proporciona las diferencias de permeabilidad que se obtuvieron para un mismo suelo que se compactó en el campo con rodillo pata de cabra y en el laboratorio con un compactador de amasado, llegando siempre al mismo peso volumétrico seco con el mismo contenido de agua; pueden observarse las diferencias producidas por el método de compactación y también las que se obtienen en el campo entre las permeabilidades vertical y horizontal, mucho mayores que las que se producen en el espécimen de laboratorio.

La permeabilidad de un suelo arcilloso compactado puede variar mucho con las condiciones de compactación, sobre todo con las que influyen en la estructuración del suelo, que es con mucho el factor más influyente.

B Compresibilidad y expansión

Cuando un suelo arcilloso cambia de volumen existen dos componentes de deformación a nivel estructural. En primer lugar, la correspondiente a variaciones de las distancias entre las partículas con grado de orientación constante, y en segundo, la que ocurre por reducciones de las distancias medias de

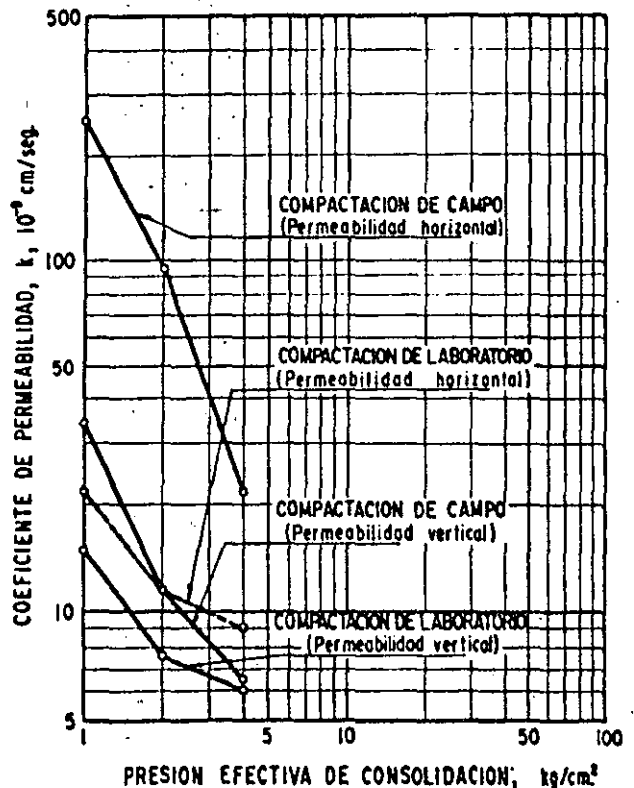


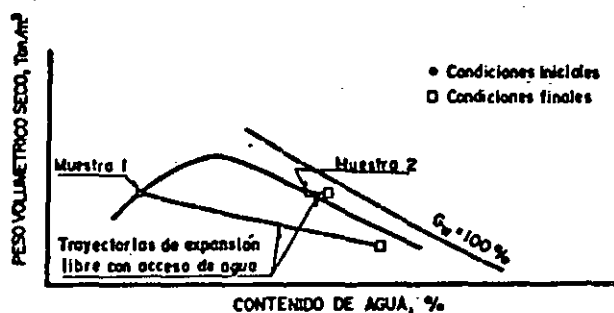
Figura IV-57. Diferencias de permeabilidad vertical y horizontal en muestras compactadas en el campo y en el laboratorio (Refs. 13 y 57).

las partículas, sin que cambie su distancia mínima por aumento del grado de orientación.

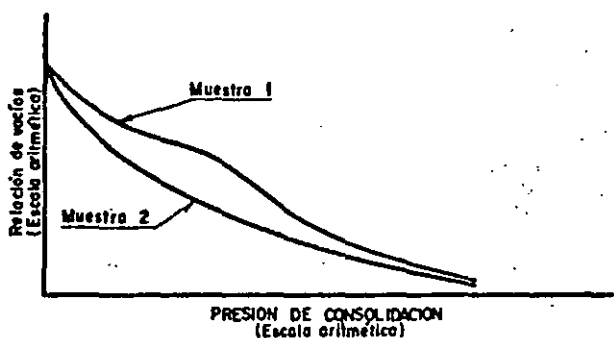
La segunda componente sólo opera cuando ocurre una compresión en el suelo, y es irreversible, dada la complejidad estructural de un suelo compactado, de manera que las expansiones pueden atribuirse casi exclusivamente a la primera componente (Ref. 13).

Si se compactan dos muestras de un suelo arcilloso con los mismos métodos y energías y al mismo peso volumétrico seco, pero empleando en un caso una humedad menor que la óptima y en el otro mayor, se obtiene un comportamiento en procesos de carga en que se mida la deformación volumétrica, como el que se muestra en la Fig. IV-58.

En primer lugar, la muestra que se compactó en el lado húmedo (muestra 2) exhibe una curva de compresibilidad con la forma típica regular que corresponde al tipo de suelo de la prueba (arcilloso), en tanto que la muestra 1, compactada del lado seco, presenta una curva de compresibilidad que se diría compuesta de dos curvas convencionales. En suelos que se compactaron por amasado, se ha observado que la presión a la que aparece la transición, con variación brusca de pendiente, es ligeramente menor que el esfuerzo de compactación. (Ref. 64). Al parecer el aumento del coeficiente de compresibilidad (pendiente abrupta) se debe al predominio de la tendencia a la aproximación de las partículas con aumento del grado de compactación.



a) Condiciones de compactación y trayectorias de expansión libre



b) Curvas relación de vacíos-presión

Figura IV-58. Compresibilidad y expansividad de un suelo arcilloso compactado a una misma relación de vacíos con contenidos de agua a ambos lados óptimo (Ref. 13).

En segundo lugar, bajo presiones pequeñas, el coeficiente de compresibilidad del suelo compactado en el lado seco es menor que el del suelo que se compactó en el lado húmedo, pero esta situación se invierte bajo presiones grandes. Esto se debe a que bajo poca presión ocurren cambios insignificantes en el grado de orientación de las partículas de las dos muestras, y al ser mayor en la muestra 2 la distancia mínima entre partículas, la resistencia que oponen para aproximarse es más grande en esta muestra que en la 1; bajo grandes presiones, en la muestra 1 (del lado seco) ocurren deformaciones volumétricas debidas al aumento del grado de orientación de las partículas por colapso, que no tienen lugar en la muestra 2.

Bajo presiones muy altas ambas muestras llegan a la misma relación de vacíos, pues en las dos se llega a una estructuración similar.

En la muestra compactada en la rama seca es mucho mayor la expansión libre que tiene lugar al permitir a las muestras absorber agua (Fig. IV-58a). Esto se debe a que la distancia mínima entre partículas es mucho menor en la muestra compactada en el lado seco; por tanto, las repulsiones netas resultan también mucho mayores. La expansibilidad crece con la energía de compactación.

Resulta difícil decir si un suelo que se compacte de un lado del óptimo tendrá mejor o peor comportamiento, en lo que se refiere a compresibilidad, que otro que se compacte en el lado opuesto. En cada caso la decisión al respecto debe basarse en las características del terraplén en que se usará el suelo. La compresibilidad es menor del lado seco (Fig. IV-59), pero la compactación del lado húmedo producirá un material más flexible; capaz de adaptarse mejor a asentamientos diferenciales (por ejemplo en terraplenes altos en cañadas abruptas, en que las alturas pueden variar mucho en cortas distancias); desde el pun-

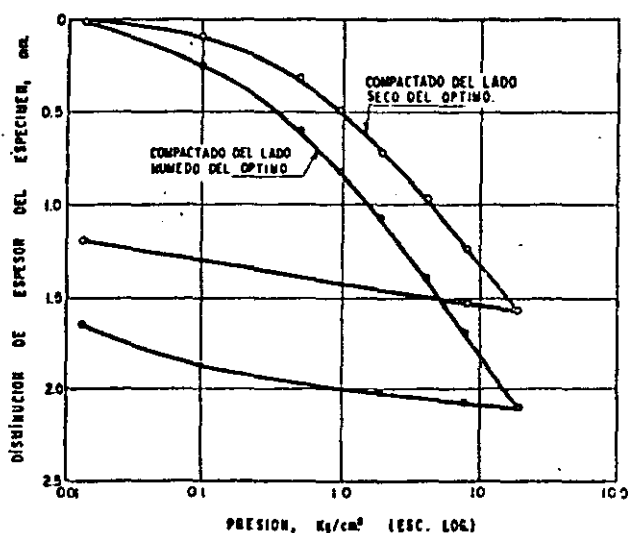


Figura IV-59. Efecto del contenido de agua de compactación en la compresibilidad de una arena arcillosa (Ref. 28).

to de vista del agrietamiento, en general son también más peligrosos los suelos compactados del lado seco.

La Fig. IV-59 (Ref. 28) muestra las curvas de compresibilidad obtenidas en dos muestras de una arena arcillosa, cada una de las cuales se compactó de un lado diferente de la humedad óptima; esta información corrobora lo expuesto en párrafos anteriores para suelos arcillosos en general.

Una vez que el suelo ha sido compactado como parte de la estructura del terraplén, se inicia para él una serie de cambios en contenido de agua y condiciones de saturación, cambios de volumen y cambios más o menos transitorios en estados de esfuerzos, sobre los que existe poca información cuantitativa y que son muy difíciles de reproducir en el laboratorio, incluso cualitativamente.

Las circunstancias que más influyen en esos cambios son (Ref. 3) el aumento de esfuerzo y compresión debido al suelo que va siendo colocado encima, el aumento en contenido de agua y compresión o expansión, dependiendo esto último del contenido de agua de compactación y de las presiones de confinamiento (en la Ref. 65 Bishop y Henkel señalan que deben esperarse expansiones aun en suelos arcillosos

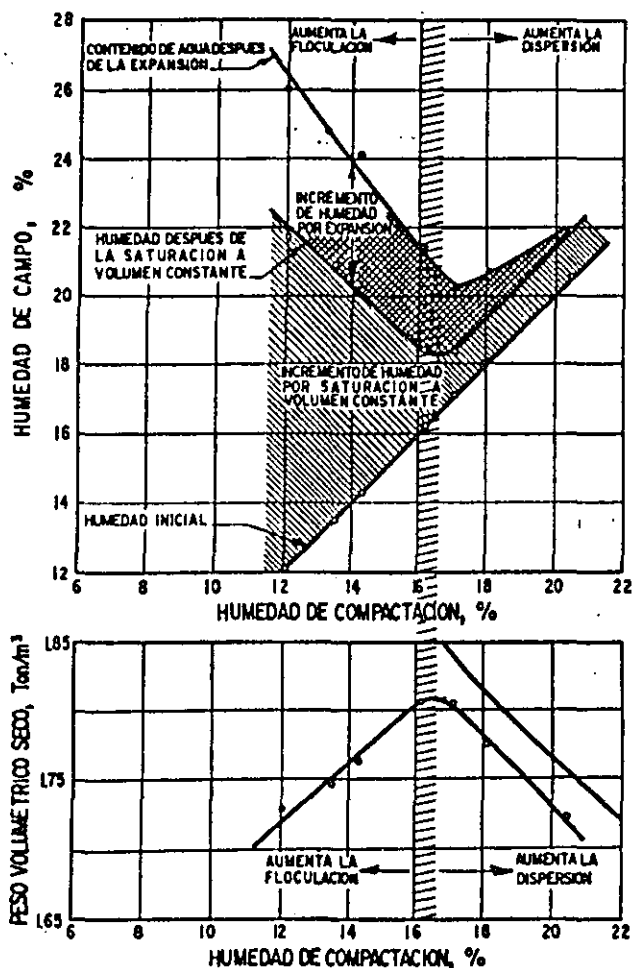


Figura IV-60. Influencia de la humedad de compactación y la estructuración del suelo en las características de expansión de una arena arcillosa (Refs. 3 y 60).

compactados aproximadamente en su humedad óptima y bajo cargas de 10 m de terraplén), y finalmente la contracción causada por disminución del contenido de agua. La Fig. IV-60 (Refs. 3 y 60) muestra los cambios en contenidos de agua que pueden ocurrir en el suelo fino compactado (la figura refleja un caso particular); la expansión está relacionada con el grado de orientación de la estructura de la arcilla. El máximo peso volumétrico seco que el suelo conserva en cualquier circunstancia se obtiene cuando se compacta cerca del contenido de agua óptimo correspondiente al método y energía de compactación que se usen.

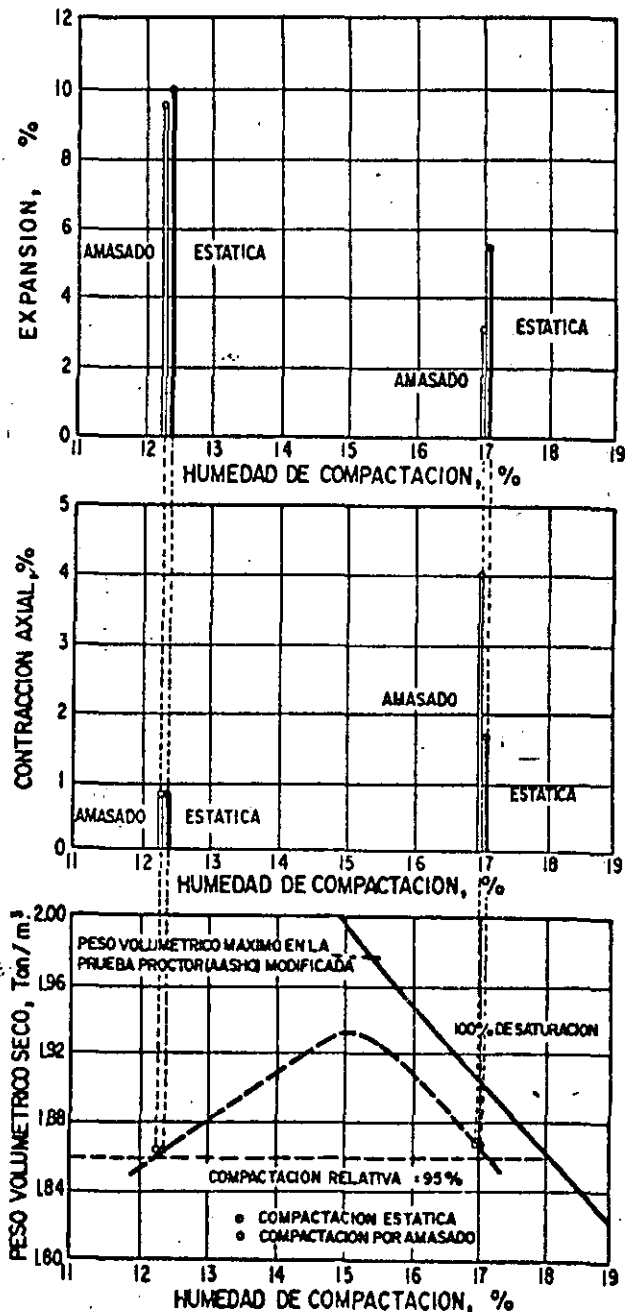


Figura IV-61. Expansión y contracción de una arcilla arenosa compactada estáticamente y por amasado (Refs. 3 y 60).

El potencial de expansión también varía según el método de compactación que se emplee. En la Fig. IV-61 (Refs. 3 y 60) se indica la expansión y la contracción de una arcilla arenosa que se compactó por amasado y con compactación estática; las mediciones se hicieron en muestras con el mismo peso volumétrico seco, del lado seco y húmedo del contenido de agua óptimo de compactación.

La Fig. IV-62 (Refs. 3 y 28) muestra que el potencial de expansión también es función de la energía de compactación, y que crece con ésta. Se presentan datos de una arcilla sometida a compactación estática bajo diferentes presiones. Es de notar que se define una ley de relación lineal bastante franca.

El potencial de expansión también depende mucho del método de compactación. En general es mayor cuando se usan métodos estáticos que cuando se compacta por amasado, y esta diferencia aumenta a mayor energía de compactación que se emplee y a mayor peso volumétrico que se obtenga.

C Resistencia al esfuerzo cortante

La resistencia al desplazamiento relativo de las partículas de un suelo arcilloso depende del esfuerzo normal efectivo y del valor medio de la distancia mínima entre sus partículas; la resistencia aumenta cuando dicho valor medio disminuye.

La distancia mínima entre las partículas depende de la relación de vacíos y el grado de orientación de las partículas, y el esfuerzo normal efectivo correspondiente a una cierta condición de esfuerzos exteriores depende de la presión neutral que, a su vez,

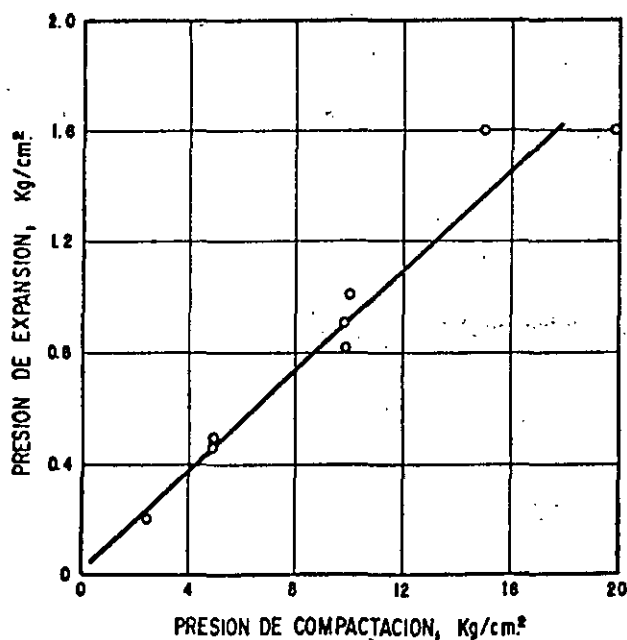


Figura IV-62. Relación entre la presión estática de compactación y la presión de expansión en una arcilla (Refs. 3 y 28).

es función de la relación de vacíos, del grado de saturación y de la estructuración del suelo. En consecuencia, estos últimos tres parámetros gobiernan las características esfuerzo-deformación y de resistencia de las arcillas compactadas.

En los suelos finos compactados suelen desarrollarse presiones neutras negativas, una vez que la compactación ha sido terminada. Estas presiones negativas dependen fundamentalmente del grado de saturación del suelo (Ref. 63). Investigación de laboratorio parece comprobar que el estado de presiones neutras evoluciona muy rápidamente durante e inmediatamente después de la compactación y que el estado de presión negativa que se alcanza con esa rapidez es relativamente independiente del tiempo que después transcurra, naturalmente en tanto no cambien condiciones ambientales externas que, por ejemplo, den al suelo compactado oportunidad de absorber agua. Las presiones negativas desarrolladas en el agua son mayores a menor grado de saturación inicial y hacen que, correspondientemente, sea también mayor la resistencia del suelo compactado y menor su deformabilidad. Hay indicios experimentales (Ref. 63) para pensar que cuanto mayor sea la velocidad de deformación a que se sujete un suelo compactado menor es su respuesta resistente y también su deformabilidad; este efecto de la velocidad de deformación se hace menos notorio a grado de saturación decreciente. El efecto se debe obviamente a la tensión superficial desarrollada en el agua.

También es de pensarse que las presiones neutras negativas que se desarrollen en el suelo compactado serán mayores cuanto mayor sea la energía de compactación.

1 Comportamiento en prueba rápida (sin consolidación y sin drenaje).

Puesto que el grado de saturación influye mucho en las propiedades de los suelos compactados, la respuesta de una misma muestra en prueba triaxial rápida dependerá de si se la ensaya con el grado de saturación que adquiere cuando se compacta o de si se la satura a volumen constante antes de probarla. En el primer caso, la resistencia es función de la presión de confinamiento en la cámara, pues la compresibilidad del aire hace que la relación de vacíos varíe con tal presión; en el segundo caso, el comportamiento del suelo es independiente de la presión de cámara (ver capítulo I de esta obra, en su parte alusiva).

En las Figs. IV-63 y IV-64 (Ref. 13) se indica el comportamiento típico de los suelos arcillosos compactados a los que se prueba con el grado de saturación con el que resultaron después de la compactación.

En ambas figuras se muestran líneas de igual resistencia a la compresión en prueba triaxial rápida. Se prepararon numerosas muestras de un mismo suelo, una arcilla limosa, y cada muestra se compactó

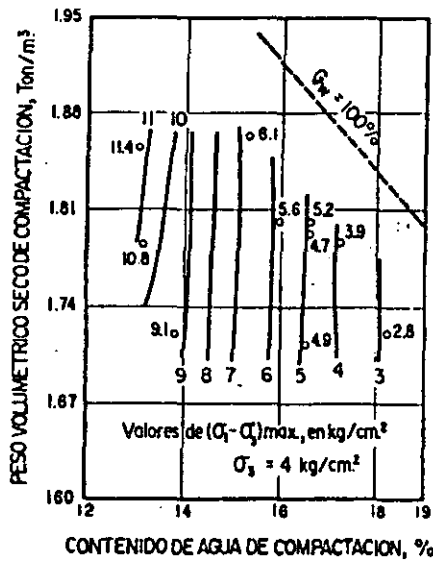


Figura IV-63. Líneas de igual resistencia a la compresión en prueba rápida, sin saturación previa y compresión confinante de 4 kg/cm^2 (Ref. 13).

con un contenido de agua diferente; desde luego en cada caso se obtuvo un peso volumétrico distinto. Cada muestra se probó hasta la falla en prueba rápida y la resistencia que se obtuvo se anotó en el punto definido por sus coordenadas contenido de agua-peso volumétrico. Después se trazaron las curvas de igual resistencia, que son las que aparecen en las figuras.

En el caso de la Fig. IV-63 las muestras se probaron sin saturación previa y bajo una presión de cámara de 4 kg/cm^2 , suficiente para disolver todo el aire que quedó en la muestra después del proceso de compactación. Nótese que la resistencia decrece de manera apreciable cuando aumenta el contenido de agua de compactación y que es prácticamente independiente del peso volumétrico. La razón de esta relativa independencia es que cuando se disuelve todo el aire en el interior de la muestra, prácticamente en todas se llega al mismo peso volumétrico después de aplicar la presión de cámara, por lo que todas las muestras eran similares en el momento de aplicar el esfuerzo desviador.

En la Fig. IV-64 aparecen las resistencias de muestras que se probaron bajo una presión inicial de confinamiento en la cámara de 1 kg/cm^2 , con la cual no se disuelve por completo el aire dentro de la muestra. Ahora la resistencia disminuye no sólo al aumentar la humedad de compactación, sino también al disminuir el peso volumétrico seco obtenido.

En las Figs. IV-65 y IV-66 (Refs. 13 y 60) se muestran resultados de resistencia de la misma arcilla limosa mencionada en las dos figuras anteriores, también en prueba triaxial rápida, pero ahora saturando al espécimen antes de realizar la prueba. No se permitieron cambios de volumen durante la saturación, y las muestras se compactaron por amasado, con el uso de tres energías de compactación diferentes.

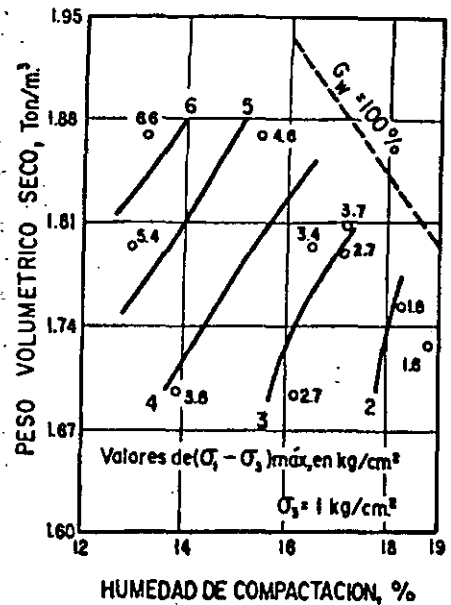


Figura IV-64. Línea de igual resistencia a la compresión en prueba rápida, sin saturación previa y compresión confinante de 1 kg/cm^2 (Ref. 13).

En el caso de la Fig. IV-65 se define la resistencia como el esfuerzo que produce una deformación unitaria de 5%. En este caso la resistencia es mayor a menor contenido de agua de compactación, lo cual se debe a que con el contenido de agua aumenta el grado de orientación de las partículas y la presión neutral inducida por el esfuerzo desviador, factores ambos cuyo crecimiento hace bajar la resistencia del suelo. Nótese cómo a peso volumétrico constante la resistencia disminuye con el contenido de agua.

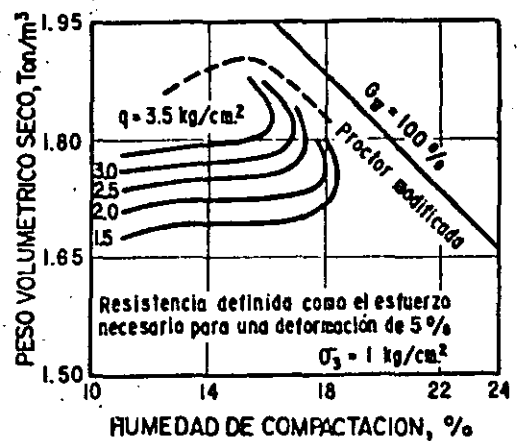


Figura IV-65. Líneas de resistencia a la compresión en prueba rápida, con saturación previa (resistencia para deformación pequeña) (Refs. 13 y 60).

En la Fig. IV-66 se presentan curvas análogas de igual resistencia, pero ahora la resistencia se define como el esfuerzo que produce en el espécimen una deformación unitaria del 20%. Estas grandes deformaciones dan lugar a estructuras prácticamente idénticas en todas las muestras que tengan la misma relación de vacíos, por lo que la resistencia es similar en todos los especímenes, independientemente de la humedad de compactación.

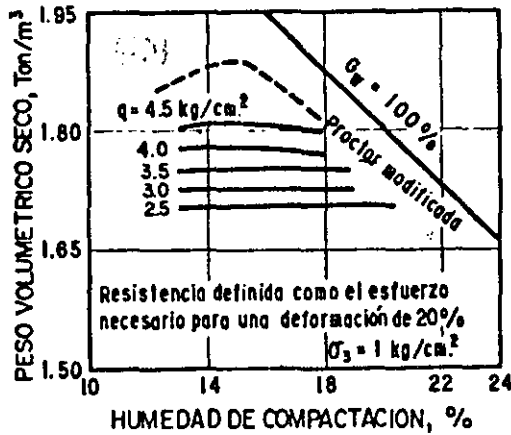


Figura IV-66. Líneas de resistencia a la compresión en prueba rápida, con saturación previa (resistencia para deformación grande) (Refs. 13 y 60).

Este comportamiento de las muestras previamente saturadas también se puede apreciar en las curvas esfuerzo-deformación de especímenes con igual relación de vacíos, pero compactados uno del lado seco y otro del húmedo en la curva de compactación. La Fig. IV-67 (Ref. 13) muestra un par de curvas de tal tipo; se puede ver la mayor rigidez de la estructura menos orientada, y cómo las resistencias tienden a igualarse en las deformaciones grandes, en el momento en que llega a ser similar el grado de orientación de ambos especímenes.

El efecto de la estructuración en la resistencia hace también que muestras compactadas por diferentes procedimientos, pero llevadas hasta el mismo peso volumétrico seco con el mismo contenido de agua, tengan resistencias muy diferentes en prueba rápida, en las mismas condiciones de ensaye, sobre todo cuando el contenido de agua de compactación es superior al óptimo y la resistencia se define para valores pequeños de la deformación. Sin embargo, los efectos del método de compactación son muy diferentes en los diversos suelos. Todo ello se ilustra en la Fig. IV-68 (Ref. 60).

En esa figura se muestra una comparación de los efectos de las compactaciones estática y por amasado en la resistencia de 3 suelos diferentes, definida en

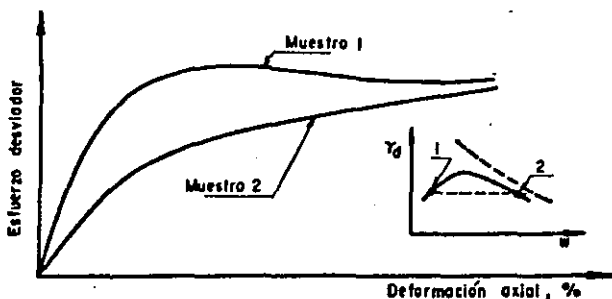


Figura IV-67. Relaciones esfuerzo-deformación en prueba rápida (con saturación previa a volumen constante) de muestras compactadas a mismo peso volumétrico con diferente contenido de agua (Ref. 13).

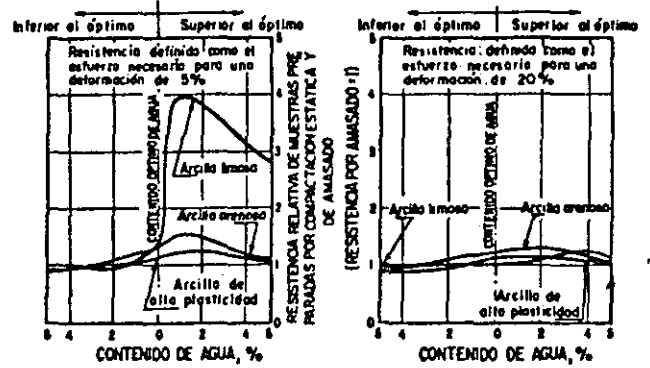


Figura IV-68. Efectos de procedimientos de compactación en la resistencia en prueba rápida (saturación previa de muestras compactadas a mismos γ_d y w) con compactación estática y de amasado (Ref. 60).

un caso como el esfuerzo que produce el 5% de deformación unitaria y en el otro como el esfuerzo que produce el 20%. Se mantiene el mismo efecto de la estructuración, casi idéntica a la que se llega en grandes deformaciones; pero en las pequeñas varía en forma considerable la susceptibilidad de los suelos a la alteración estructural. Esto tal vez se debe a las diferentes fuerzas interpartículas que se desarrollan en la fracción arcillosa; cuando éstas son fuertemente atractivas se tiende a estructuras muy floculadas, y cuando son de repulsión, a dispersas. Es lógico pensar que los máximos efectos de los métodos de compactación y de la deformación bajo cortante se tengan en aquellos suelos en que el balance de las fuerzas interpartículas no sea ni de intensa atracción, ni de intensa repulsión.

De la información anterior es posible concluir en términos generales que la resistencia no drenada de un suelo fino no siempre está ligada al peso volumétrico, de manera que puede resultar peligroso acogerse con exclusividad al criterio de que a mayor peso volumétrico obtenido "mejor" compactación lograda. Puede verse cómo la resistencia puede ser prácticamente independiente del peso volumétrico y en esos casos la lucha por mejorar éste resultará un dispendio inútil (independientemente de que al hacer aumentar dicho peso volumétrico pueda perjudicarse mucho al suelo, por ejemplo en su estabilidad ante el agrietamiento o en su futura estabilidad ante la absorción de agua). Otros casos podrá haber en que el aumento del peso volumétrico se refleje poco en el aumento de resistencia y aun en los casos atrás detallados en que a mayor peso volumétrico se tiene una resistencia no drenada netamente creciente, debe observarse que en grados de saturación que vayan acercándose al 100%, la resistencia crece cada vez menos con el peso volumétrico o aun disminuye al aumentar éste.

Debe concluirse también la importancia fundamental del método de compactación en la resistencia no drenada. Vease (Fig. IV-68) cómo hay casos en que si un suelo se compacta con un método estático a un cierto peso volumétrico y con un determinado contenido de agua, la resistencia alcanzada puede ser

(dependiendo de los suelos) varias veces mayor que si el suelo se compacta por amasado al mismo peso volumétrico y con el mismo contenido de agua:

2. Comportamiento en prueba rápida consolidada (con consolidación y sin drenaje).

En lo que se refiere a estabilidad de terraplenes, esta resistencia sólo interesa en condiciones de saturación previa del suelo compactado y, en cualquier caso, no tiene gran importancia práctica en problemas que se relacionen con las vías terrestres.

Algunas investigaciones indican que para una misma humedad de compactación la resistencia aumenta con el peso volumétrico; a mayor peso volumétrico en la compactación, resultará mayor este concepto después de la consolidación, al comenzar la aplicación del esfuerzo desviador, resultando así menores presiones neutrales y mayor resistencia.

A mismo peso volumétrico seco de compactación, la resistencia crece con la humedad de compactación; cuanto más alta es la humedad de compactación, más compresible es el suelo y mayor el peso volumétrico que se obtiene después de la consolidación, inmediatamente antes de aplicar el esfuerzo desviador, lo que conduce a mayores resistencias.

3. Comportamiento en prueba lenta (con consolidación y con drenaje).

También en este caso para fines prácticos interesa la resistencia en condiciones de saturación, si bien la poca experiencia de que se dispone indica que, para presiones de consolidación superiores a 1 kg/cm², es similar la resistencia lenta con y sin saturación previa.

La Fig. IV-69 (Refs. 13 y 67) muestra los efectos conjuntos de las condiciones de compactación y de la presión confinante en la resistencia drenada de un suelo arcilloso compactado. Las pruebas se realizaron sin saturación previa.

A un contenido de agua de compactación constante, la resistencia en prueba lenta crece con el peso volumétrico seco, por el menor espaciamiento que logran las partículas al aumentar esta última magnitud. A peso volumétrico seco constante, la compresibilidad del suelo crece con el contenido de agua de compactación y por esta razón disminuye el espaciamiento de las partículas en el instante de la falla, a mayor peso volumétrico, de manera que, en definitiva, la resistencia en prueba lenta aumenta al crecer el contenido de agua de compactación (a peso volumétrico constante).

D Resistencia a la erosión interna

Se trata de analizar someramente la resistencia de los suelos finos compactados a la tubificación y otros efectos de las fuerzas de filtración.

Esta resistencia depende de la trabazón entre sus partículas, determinada por la geometría de la es-

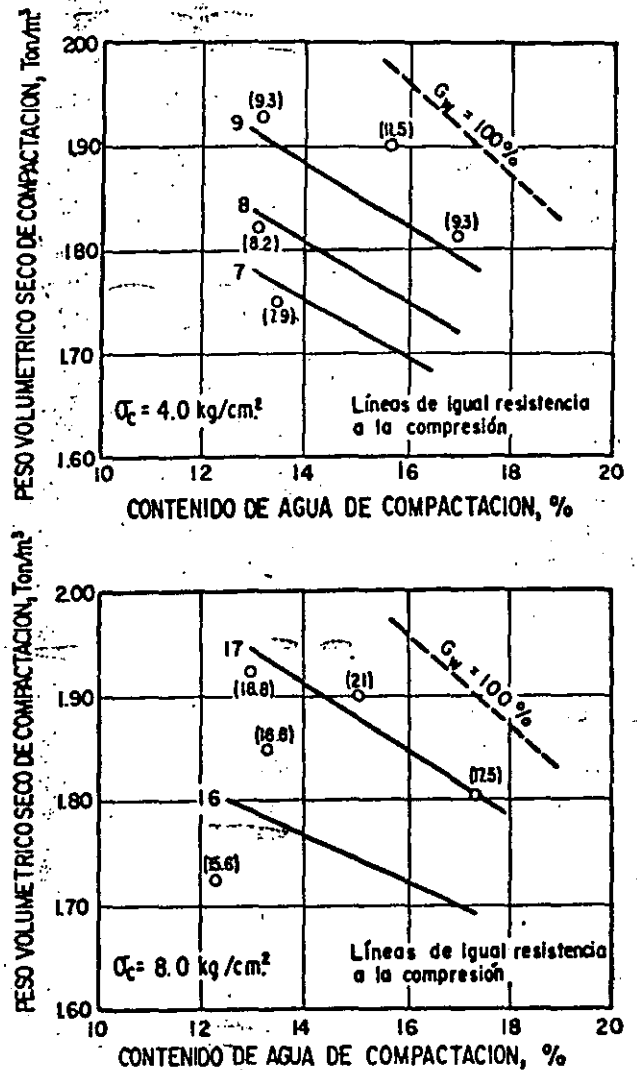


Figura IV-69. Efectos de las condiciones de compactación y de la presión efectiva en la resistencia drenada, sin saturación previa (Refs. 13 y 67).

tructura y por la magnitud de las fuerzas electromagnéticas entre partícula y partícula. En las arcillas suele haber partículas tan pequeñas como para emigrar por los poros, si están en suspensión; así, para una misma permeabilidad, un suelo arcilloso sería tanto más susceptible a la tubificación cuanto mayores fueren las fuerzas de repulsión entre sus partículas.

Esta idea parece confirmarse cuando se analizan las fallas por tubificación de muchas presas (Ref. 13).

La compactación del lado seco del óptimo produce bajo grado de orientación y alta permeabilidad. Si en tal caso ocurre flujo y se lava el suelo con agua con baja concentración de sales, aumentarán las fuerzas de repulsión entre las partículas, favoreciéndose el arrastre de las mismas. Si la compactación se hace del lado de las humedades mayores que la óptima se tiene, por efectos contrarios, menor susceptibilidad a la tubificación.

Es obvio que la emigración de partículas de arcilla no se contrarresta con filtros.

E Valor relativo de soporte (V.R.S.)

La prueba de valor relativo de soporte se utiliza mucho todavía en la tecnología mundial de pavimentos como prueba de diseño y, en algunos casos, como prueba de control de calidad. Por tanto, es interesante conocer la variación del valor relativo de soporte con las diferentes condiciones de compactación. En el capítulo referente a pavimentos flexibles habrá ocasión de explicar con mayor detalle la utilidad que es posible extraer de tal información.

La Fig. IV-70 (Ref. 68) muestra la variación del valor relativo de soporte de una arcilla limosa con las condiciones de compactación; naturalmente el valor relativo de soporte depende tanto del contenido de agua como del peso volumétrico que se alcance. Se presentan curvas de variación para el material que se probó con el contenido de agua de compactación y se saturó después de cuatro días de exposición al agua en el laboratorio.

Para los especímenes que se prueban después de la saturación se obtiene una curva parecida a la de compactación, debido a la absorción de agua y expansión que sufre el espécimen durante la saturación. La figura ilustra también la expansión que su-

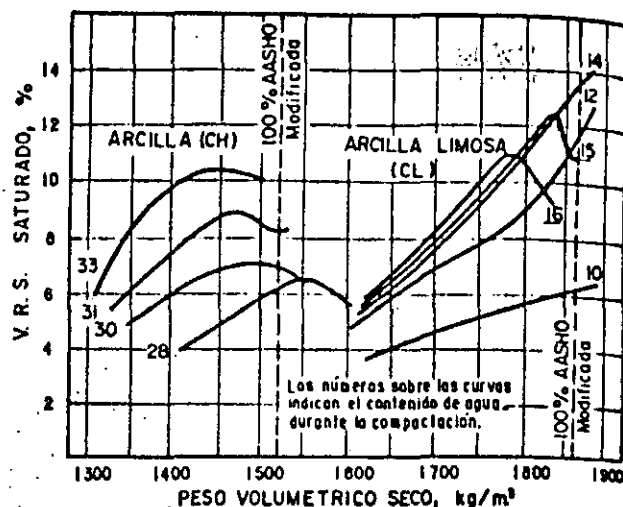


Figura IV-71. Variación del V. R. S. con el peso volumétrico de los suelos (Ref. 68).

fren los especímenes en función del contenido de agua con que se compactaron; se ve una vez más la conveniencia de compactar los suelos expansivos en el lado húmedo, independientemente de que en tal caso se llegue a un menor valor relativo de soporte.

En la Fig. IV-71 (Ref. 68) se expresa la variación del valor relativo de soporte de dos suelos (un CH y un CL) con respecto al peso volumétrico seco. En ambos casos se probaron especímenes sometidos a saturación previa en el laboratorio durante cuatro días, tras haber sido compactados con las humedades que se indican. En el material CH, el V.R.S., aumenta cuando crece el contenido de agua, si se mantiene constante el peso volumétrico; también crece el V.R.S., si el peso volumétrico aumenta, si bien esta tendencia tiene un límite, a partir del cual disminuye el V.R.S., aunque crezca más el peso volumétrico; este fenómeno es el resultado del aumento de la presión neutral en el interior del suelo cuando éste se compacta más allá de un cierto límite. El suelo CL muestra tendencias similares. La forma de las curvas de la figura corresponde a procesos de compactación por impacto, pero podría ser diferente en compactación estática o por amasado.

F Efectos de tiempo

Las investigaciones que al respecto se han realizado indican que el paso del tiempo afecta de manera significativa a la resistencia de las arcillas compactadas. Las referencias 60, 69, 70, 71 y 72 tratan con bastante detalle este fundamental aspecto de las propiedades de los suelos compactados, descuidado casi en lo absoluto en los criterios de los ingenieros de quienes depende el manejo de dichos suelos en las grandes obras de la práctica.

Un ejemplo típico del modo en que el tiempo puede afectar a la resistencia se muestra en la Fig.

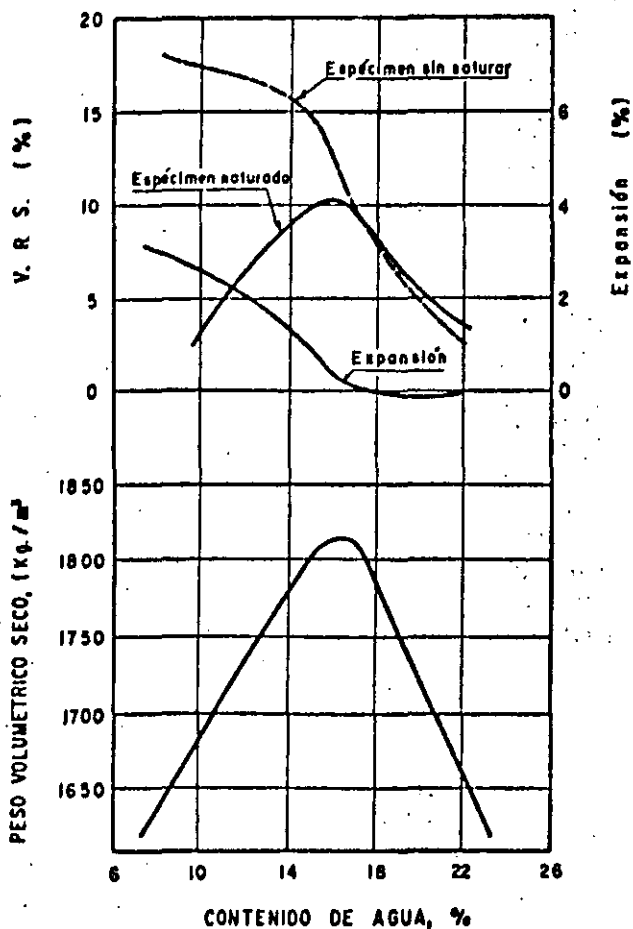


Figura IV-70. Variación del V. R. S. de una arcilla limosa con la compactación (Ref. 68).

IV-72 (Ref. 60). Una arcilla limosa con notables propiedades tixotrópicas se probó hasta la falla en compresión simple con velocidades de aplicación de la carga que variaron desde 5 min. hasta 10 días, en dos series de pruebas, en un caso realizadas inmediatamente después de la compactación y en el otro tras un periodo de almacenamiento de 18 días a humedad y peso volumétrico constantes. La resistencia se definió como el esfuerzo desviador requerido para causar al espécimen una deformación unitaria de 10%.

En los especímenes que se probaron inmediatamente después de la compactación se produjo una disminución ligera de la resistencia entre tiempos de carga de 5 y 100 min y un aumento continuo para pruebas que duraron más de 100 min, de manera que la resistencia fue 30% mayor en una prueba de 10 días que en la prueba estándar, que dura alrededor de 10 min.

En los especímenes que se probaron después de 18 días de almacenamiento, la resistencia disminuyó algo con el tiempo de carga hasta un día y después aumentó ligeramente hasta 10 días, pero en este caso no se produjeron diferencias de más de un 4% de la resistencia estándar.

El considerable aumento de resistencia para los especímenes en que se realizaron pruebas largas inmediatamente después de su compactación se debe sobre todo a efectos normales de tixotropía, que ocurren con rapidez y no se hacen notar en las muestras que se almacenan.

Es de notar cómo, en general, el suelo gana en resistencia con el tiempo. En la citada Ref. 60 se presentan datos de la misma arcilla limosa probada después de 9 meses de almacenamiento, que indican que la resistencia siguió creciendo hasta valores de 3 kg/cm².

Debe notarse que los esfuerzos a que se refieren estas resistencias son totales; los esfuerzos efectivos asociados no se conocen y probablemente ésta es una línea de investigación conveniente para trabajos futuros.

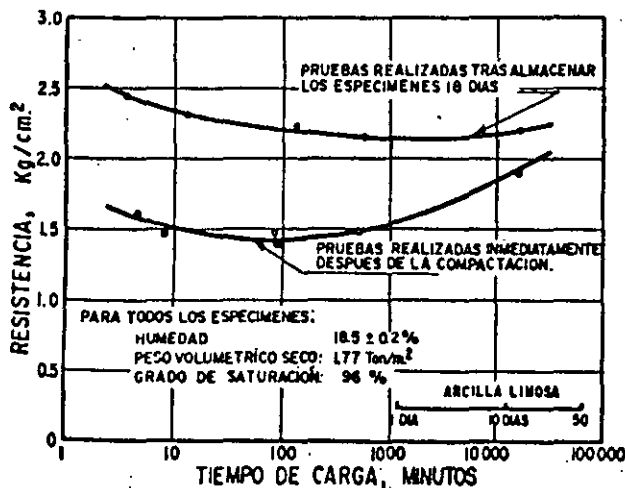


Figura IV-72. Efectos de tiempo en la resistencia de una arcilla limosa con alto grado de saturación (Ref. 60).

Anexo IV-a

Pruebas dinámicas. Tipo Proctor

Prueba Proctor (AASHO) estándar (Ref. 35).

IV-a.1 Objeto de la prueba

La prueba tiene por objeto determinar la relación entre el peso volumétrico y el contenido de agua de los suelos, cuando se compactan con la metodología estandarizada que se detalla a continuación.

Existen cuatro alternativas de prueba:

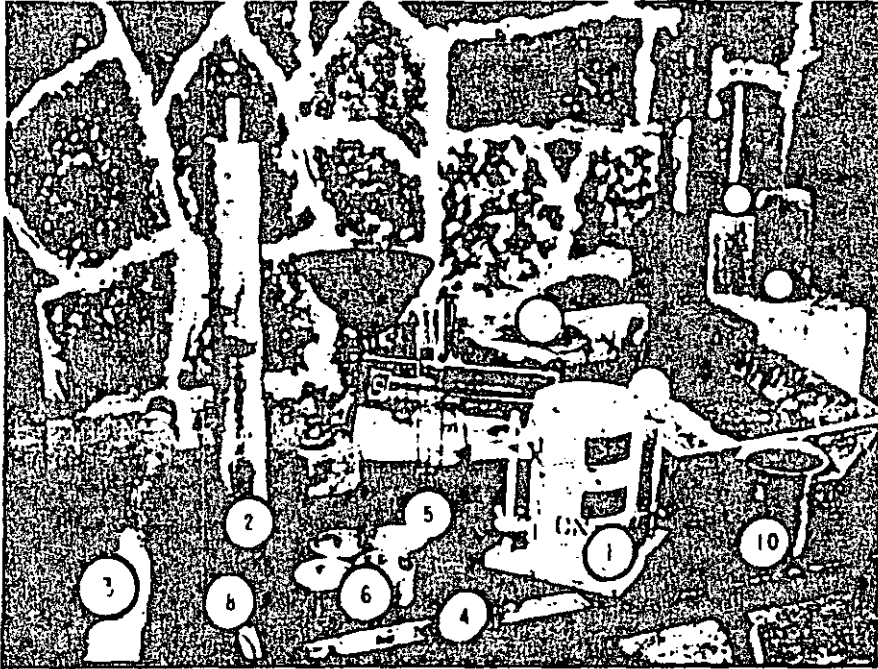
- Método A. En molde de 10.16 cm (4"), con suelo que pasa la malla N° 4.
- Método B. En molde de 15.24 cm (6"), con suelo que pasa la malla N° 4.
- Método C. En molde de 10.16 cm (4"), con suelo que pasa la malla de 3/4".
- Método D. En molde de 15.24 cm (6"), con suelo que pasa la malla de 3/4".

Cuando no se especifique el método que se use, se entenderá que se trata del A.

IV-a.2 Equipo para la prueba

Para esta prueba se necesita el siguiente equipo:

- Un molde estándar de compactación con extensión. Al molde de 4" se le fija un volumen de 1/30 de pie cúbico, con una tolerancia de ± 0.0003 de pie cúbico, y al de 6" un volumen de 1/13.33 de pie cúbico, con ± 0.00075 de pie cúbico de tolerancia.
- Un pisón estándar, de operación manual, de sección circular, de 5.08 cm de diámetro (2.0 ± 0.005 plg) y con un peso de 2.49 kg (5.5 ± 0.02 lb). Existen martillos que se operan mecánicamente. (Opcional.)
- Guía metálica para el pisón.
- Balanza de 15 kg de capacidad y sensibilidad de 5 g.
- Una balanza de laboratorio con sensibilidad de 0.1 g.
- Horno secador.
- Regla recta metálica.
- Mallas de 2", 3/4" y N° 4.
- Equipo diverso, como espátulas, vidrios de reloj, etc.



1. Molde de compactación.
- 2 y 3. Pisones con guía.
4. Regla metálica para enrasar.
5. Probeta para manejo del agua.
6. Cápsulas para medir humedad.
7. Balanza.
8. Espátula.
9. Charola y cuchara.
10. Vaso para manejar el suelo.
11. Mano para disgregación.
12. Base fija para hacer la prueba.

Los números indican el orden de selección (1, el mejor). Datos de la Ref. 11.

IV-a.3 Procedimiento de prueba

Método A

1) Si es necesario, séquese la muestra al recibirla en el laboratorio, hasta hacerla manejable; el secado se puede hacer al aire o con algún horno cuya temperatura no exceda de unos 60°C. Después, disgreguense el material sin romper sus partículas.

2) Cribese el suelo por la malla N° 4 (4.76 mm) y elimínese el retenido.

3) Selecciónese una muestra representativa de unos 3 kg.

4) Incorpórese a la muestra la cantidad de agua suficiente para ponerla cuatro o seis puntos (en porcentaje) bajo la humedad óptima esperada.

5) Divídase la muestra en el número de porciones que se requiera, según las capas que vayan a disponerse en el molde de 10.16 cm (4") de diámetro; en el caso presente serán 3 capas. El molde tendrá instalada su extensión y deberá llegarse a un espesor total compacto de unos 13 cm. Compáctese cada capa con 25 golpes del pisón, distribuyéndolos uniformemente y con altura de caída de 30.48 cm (12"). Durante la operación el molde deberá apoyarse en una base rígida. Después de la compactación, remuévase la extensión del molde y enrásese el suelo compactado, utilizando la regla metálica. Pésese el conjunto y réstese la tasa del molde, para tener el peso húmedo del material. Divídase entre el volumen del molde, para obtener el peso volumétrico de la masa del suelo (γ_m).

6) Retírefse el material del molde, sin desmoronarlo y divídase el espécimen en dos porciones, se-

gún un plano vertical por el centro de la sección transversal. Tómesese una muestra representativa de una de las caras del corte y determínese el contenido de agua del suelo.

7) Desmorónese el resto del material hasta que vuelva a quedar en condiciones de pasar por la malla N° 4, lo cual se juzgará a ojo. Añádasele suficiente agua para aumentar su humedad en 1 ó 2 puntos y repítase todo el procedimiento. Continúense estas determinaciones hasta que disminuya o no cambie el peso húmedo del suelo compactado. Este último aspecto funciona satisfactoriamente en muchos casos, pero cuando la recompactación altere la granulometría o en arcillas muy plásticas, en las que es muy difícil incorporar agua, deberá evitarse el reuso del material y se preparará una nueva muestra para cada prueba de compactación; en estos casos, la humedad debe diferir de un espécimen a otro en dos puntos de porcentaje aproximadamente. Las muestras deben colocarse en recipientes cerrados, en los que permanecen doce horas antes de probarlas.

Método B

La muestra se selecciona como en el caso del Método A, pero ahora deberá pesar unos 7 kg.

El procedimiento de prueba será el mismo que se describió para el método A, excepto que se utilizará un molde de 15.24 cm (6") con extensión y que el suelo se colocará en 3 capas iguales, hasta un espesor total compactado de la muestra de unos 13 cm; se darán a cada capa 56 golpes uniformemente distribuidos en su superficie, con 30.48 cm (12") de altura de caída.

Método C

Si la muestra de suelo que se reciba en el laboratorio tiene humedad en exceso, séquese hasta que se desmorone con facilidad y se haga manejable; el secado puede hacerse al aire o en un horno cuya temperatura no exceda de unos 60°C. A continuación disgregúese el material hasta reducirlo a sus partículas originales y cribesele a través de la malla de 3/4", desechando el material retenido. Si es aconsejable mantener en la muestra el mismo porcentaje de material grueso (material entre la malla de 2" y la N° 4) que tenía el material original de campo, el que se retenga en la malla de 3/4" se debe reemplazar mediante la siguiente operación:

Cribese una cantidad adecuada de suelo bien disgregado por la malla de 2" y de 3/4", deséchese el retenido de la malla de 2"; retírese el material que pasó la malla de 2" y se retuvo en la malla de 3/4" y reemplácese con un peso igual de material que pase la malla de 3/4", pero al que retenga la N° 4. Tómese el material de reemplazo de una porción que no se utilice de la muestra de campo original.

Para el método C deberá disponerse de una muestra de suelo para compactación de aproximadamente 5 kg.

El procedimiento de prueba será el siguiente:

1) Mézclase el suelo con la suficiente cantidad de agua como para darle una humedad de 4 a 6 puntos abajo de la óptima.

2) Fórmese un espécimen compactando el suelo en el molde de 10.16 cm (4") en 3 capas iguales, hasta obtener un espesor compacto total de unos 13 cm. Sígase el procedimiento de compactación que se detalló para el método A, hasta determinar el peso

volumétrico húmedo y el contenido de agua de la muestra.

3) Desmenúcese el material sobrante hasta que todo él pase la malla de 3/4" y el 90% pase la malla N° 4; el criterio al respecto puede establecerse a ojo. Añádase a la muestra el agua necesaria para que gane uno o dos puntos en el porcentaje de humedad y repítase todo el procedimiento de prueba para obtener otro punto en la curva de compactación. Continúese el procedimiento hasta que no cambie o disminuya el peso volumétrico húmedo del suelo. Caben los mismos comentarios que se hicieron en el método A respecto al reuso.

Método D

La muestra deberá prepararse como en los demás casos, pero conviene que su peso final sea de alrededor de 12 kg.

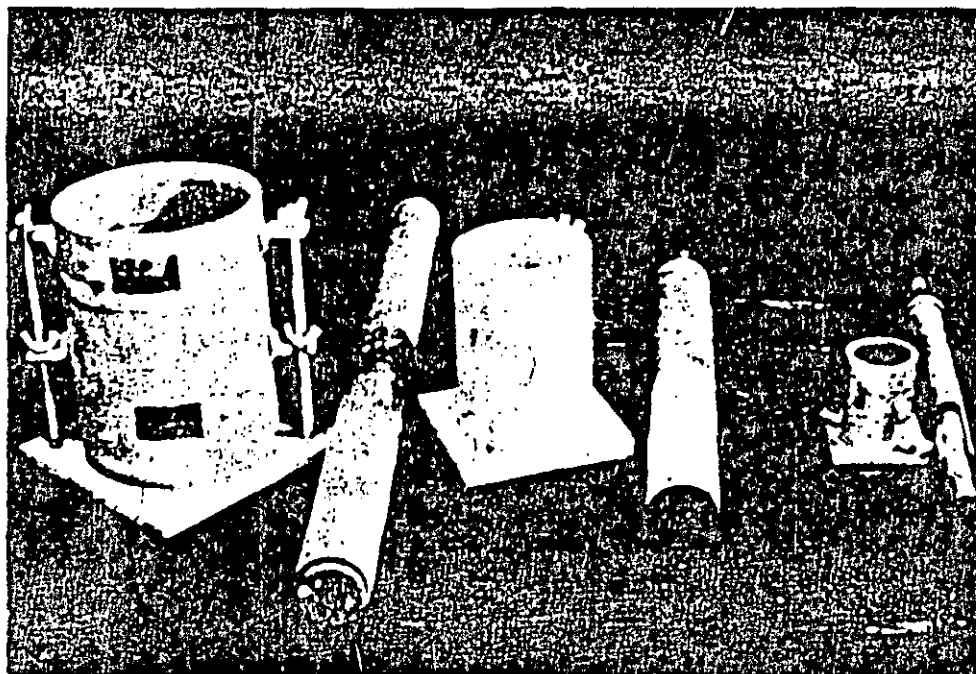
El procedimiento de prueba es el mismo que se detalló para el método C, pero se utiliza el molde de 15.24 cm (6"), con 3 capas y 56 golpes por capa.

IV-a.4 Cálculos

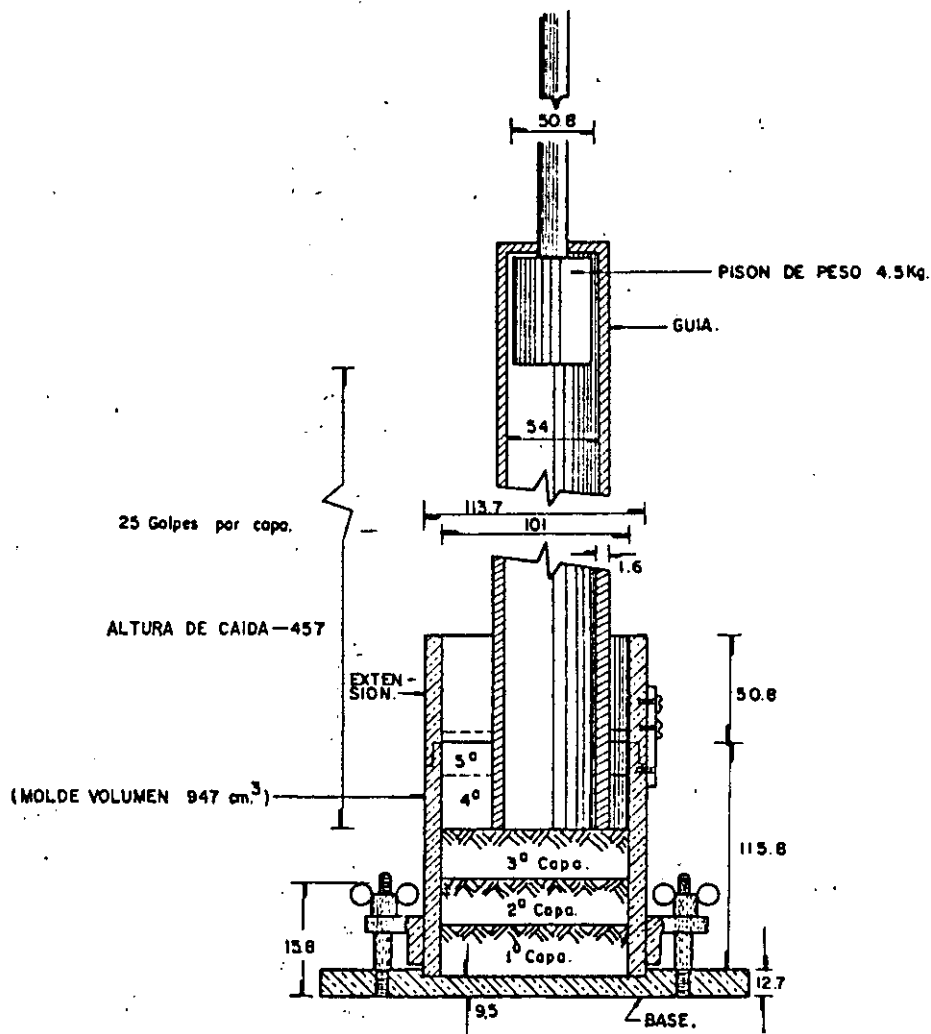
Como complemento de la prueba deberán realizarse los cálculos correspondientes para determinar los contenidos de agua y los pesos volumétricos secos que se requieren. Asimismo, deberá dibujarse la curva de compactación y determinar en ella el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima.

Prueba Proctor (AASHO) modificada (Ref. 40).

La prueba es similar a la Proctor (AASHO) estándar en todos sus aspectos descriptivos.



Moldes y pisones de las pruebas AASHO modificada y estándar de la prueba miniatura.



DIMENSIONES EN mm.
 COMPACTACION POR IMPACTOS.
 (PROCTOR AASHO MODIFICADA).

Se presenta en 4 modalidades (A, B, C y D), cuya descripción es idéntica a las correspondientes de la AASHO estándar. La mayor energía de la prueba modificada se logra a base del peso del martillo, que ahora es de 4.530 kg (10 ± 0.02 lb) y de la altura de caída, especificada en 45.72 cm (18" ± 1/16").

En el método A se coloca el suelo en 5 capas y se dan 25 golpes por capa. En el B se coloca el suelo también en 5 capas y se dan 56 golpes por capa. En el C, el número de capas es de 5 y el de golpes por capa es de 25. Por último, en el D se usan 5 capas con 56 golpes por capa.

Recientemente (1970) la misma institución AASHO, ha establecido una prueba intermedia, también dinámica, con energía comprendida entre la estándar y la modificada (del orden de 17 kg-cm/cm³). La prueba se hace también en 4 variantes, las A y C con molde de 10.16 cm (4") y las B y D con molde de 15.24 cm de diámetro (6"). En las variantes A y C se utilizan tres capas, con 25 golpes por capa de un martillo de 4.54 kg (10 lb), con altura de caída

de 45.7 cm (18"). En las variantes B y D varía únicamente el número de golpes por capa, que es de 56.

La razón de la especificación de este nuevo tipo de pruebas radica, naturalmente en un intento de representar en el laboratorio las condiciones de compactación actuales en el campo, de un modo más realista.

Anexo IV-b

Prueba de compactación dinámica. Método de California

Este método de prueba sirve para determinar el peso volumétrico máximo y la humedad óptima en suelos no estabilizados o estabilizados con productos no asfálticos que se emplean en la construcción de terracerías. El método consiste en dividir una muestra inicial por medio de cuarteo en porciones más pequeñas, con las cuales se preparan especímenes de prueba con diferentes contenidos de agua que se

compactan mediante impactos para determinar el peso volumétrico máximo y la humedad óptima. El método presenta la ventaja de tomar en cuenta, mediante un factor de corrección, los tamaños mayores de $3/4''$ que contienen los materiales en los que se aplica.

Variante A

IV-b.1 Equipo

El equipo necesario para efectuar esta prueba es el siguiente:

Aparato estándar de compactación por impactos tipo California, consistente en un molde cilíndrico, un pisón con peso de 4.53 kilogramos (10 libras) y un émbolo metálico provisto de una varilla manual.

Una base de concreto consistente en un bloque cúbico de 30 centímetros de lado.

Una balanza con capacidad mínima de 3 kilogramos y aproximación de 1 gramo.

Un horno con termostato, que mantenga una temperatura constante comprendida entre cien y ciento diez grados centígrados.

Una malla U.S., estándar de $3/4''$.

Charolas.

Cucharas de albañil.

Espátulas.

IV-b.2 Preparación de la muestra

La preparación de la muestra se efectuará como se indica a continuación:

- 1) Con el producto del sondeo que se practique para determinar el peso volumétrico en el lugar, intégrese una muestra de suelo de 15 a 20 kilogramos, completándola con material que se obtenga de las paredes del mismo.
- 2) Disgréguese la muestra manualmente y cribese por la malla de $3/4''$; séquese el retenido hasta peso constante y determínese su peso seco, W_p .
- 3) Determínese el peso específico relativo S_r de la fracción retenida en la malla de $3/4''$.
- 4) Divídase, mediante cuarteo, el material que pase la malla de $3/4''$ en cuatro o cinco porciones representativas, con pesos iguales; cada porción o muestra de prueba, será de una cantidad suficiente para obtener especímenes cuyas alturas estén comprendidas entre 25.4 centímetros y 30.48 centímetros (10-12"), una vez que hayan sido compactados en el molde estándar. Para cada espécimen se requieren aproximadamente 2.7 kilogramos de suelo húmedo; cuando sea necesario, este peso podrá ajustarse mediante la elaboración de un espécimen preliminar.

IV-b.3 Procedimiento de prueba

El procedimiento de prueba es el siguiente:

- 1) Ajústese la humedad en las diferentes porciones, en tal forma que sus contenidos de agua se incrementen de una a otra porción en dos por ciento, aproximadamente, con respecto al peso húmedo; para obtener esta relación de incrementos se deberá adicionar agua, o disminuirla mediante secado, pero no se harán estas dos operaciones en una misma porción y en ningún caso se secarán totalmente las porciones de prueba. Al elegir los porcentajes de humedad de prueba se deberá procurar que queden dos porciones con contenidos de agua inferiores a la humedad óptima y dos con contenidos de agua superiores a ésta. La humedad óptima de prueba aproximada por lo general es la humedad mínima con la que el material presente una consistencia tal que al ser comprimido en la palma de la mano no deje partículas adheridas en ella, ni la humedad y que, a la vez, el material comprimido se pueda tomar con dos dedos sin que se desmenuce. Una vez que se adicione la cantidad de agua que requiera cada porción, mézclese completamente y cúbrase con una lona para evitar pérdidas por evaporación.
- 2) Divídase una de las muestras de prueba en cinco fracciones aproximadamente iguales, ya sea en peso o en volumen; colóquese una de éstas en el molde de prueba y compactese con veinte golpes del pisón; éste debe tener una caída libre de 45.72 centímetros (18"), medida sobre la superficie del material que se compacte. Repítase esta operación con cada una de las cuatro fracciones restantes. Después de compactar la quinta fracción, colóquese el émbolo en el molde y nivélase la cara superior del espécimen compactado, mediante la aplicación de cinco golpes con el pisón, con una caída libre de 45.72 centímetros (18"), medida a partir de la cara superior del émbolo. Mientras se efectúa la operación de compactación el molde deberá estar apoyado, ya sea sobre el bloque estándar de concreto o sobre un cuerpo igualmente rígido. Si al terminar la compactación del espécimen se observa agua en la base del molde, la humedad de compactación es mayor que la óptima; si, por el contrario, la base del molde se observa seca o polvosa, dicha humedad es inferior a la óptima.
- 3) Estando el pisón sobre el émbolo, léase el vástago graduado del pisón en el punto que coincida con el borde del molde y regístrese este valor en centímetros, con aproximación de un décimo, en la columna *a* de la hoja de

registro de la prueba, que se incluye al final de este anexo.

- 4) Síquese el espécimen del molde, teniendo cuidado de no perder material; determínese su peso húmedo en kilogramos w_1 , con aproximación de un gramo y anótese este valor en la columna c de la hoja de registros.
- 5) Córtese el espécimen longitudinalmente y obténgase una fracción representativa de mil gramos aproximadamente; determínese el peso W_m de dicha fracción, con aproximación de un gramo y anótese su valor en la columna k de la hoja de registro.
- 6) Séquese hasta peso constante la fracción antes citada y pésese con aproximación de un gramo, anotando su valor (W_s) en la columna l de la hoja de registro.
- 7) Repítase el procedimiento en las muestras de prueba restantes.

IV-b.4 Cálculos

Calcúlese y regístrese para cada espécimen lo siguiente:

- 1) El contenido de agua, por medio de la fórmula que se indica a continuación, anotando su valor en las columnas n y g de la hoja de registro.

$$w = \frac{W_m - W_s}{W_s} 100$$

en donde

w = contenido de agua, en porcentaje.

W_m = peso de la fracción de suelo húmedo, en gramos.

W_s = peso de la fracción de suelo seco, en gramos.

- 2) El peso seco, por medio de la siguiente fórmula, anotando su valor en la columna d de la hoja de registro.

$$W_2 = \frac{100 W_1}{100 + w}$$

en donde

W_2 = peso seco del espécimen, en kilogramos.

W_1 = peso húmedo del espécimen, en kilogramos.

w = contenido de agua, como porcentaje.

- 3) El peso volumétrico seco, mediante la siguiente fórmula, anotando su valor en la columna f de la hoja de registro.

$$\gamma_d = W_2 C$$

en donde

γ_d = peso volumétrico seco del espécimen, en kilogramos por metro cúbico.

W_2 = peso seco del espécimen, en kilogramos.

C = factor obtenido de la tabla IV-b.1 y que corresponde a la lectura que se hizo en el vástago.

- 4) Cuando la muestra de suelo contenga más del diez por ciento en peso de partículas mayores de $3/4''$, obténgase el peso volumétrico seco máximo corregido mediante la siguiente fórmula:

$$(\gamma_{dm})_c = \frac{100}{\frac{X}{S_s} + \frac{Y}{R \gamma_{dm}/1000}} (1000)$$

en donde

$(\gamma_{dm})_c$ = peso volumétrico seco máximo corregido del espécimen, en kilogramos por metro cúbico.

X = material que retiene la malla de $3/4''$, en porcentaje.

Y = material que pasa la malla de $3/4''$, en porcentaje.

S_s = peso específico relativo del material retenido en la malla de $3/4''$.

γ_{dm} = peso volumétrico seco máximo del espécimen, en kilogramos por metro cúbico.

R = coeficiente cuyo valor se da abajo, de acuerdo con los valores de X .

X , en porcentaje	R
20 ó menos	1.00
21-25	0.99
26-30	0.98
31-35	0.97
36-40	0.96
41-45	0.95
46-50	0.94
51-55	0.92
56-60	0.89
61-65	0.86
66-70	0.83

IV-b.5 Obtención de la curva de compactación

Obténgase la curva peso volumétrico-humedad en la siguiente forma:

- 1) En un sistema de ejes coordenados dibújese el punto correspondiente a cada espécimen, tomando como ordenada el peso volumétrico seco y como abscisa la humedad respectiva.
- 2) Unanse mediante una curva los puntos correspondientes a cada uno de los especímenes. El máximo de la curva representa el peso volumétrico seco máximo, y su humedad es la humedad óptima del material.

IV-b.6 Precauciones durante la prueba.

Al efectuar esta prueba deberán tenerse las siguientes precauciones:

- 1) No emplear material que haya sido sometido a algún procedimiento de compactación de laboratorio.
- 2) La muestra de suelo para la determinación de la humedad se obtendrá siempre cortando el espécimen longitudinalmente, en virtud de que en algunos suelos, cuando se compactan por impactos, la humedad tiende a concentrarse en la parte inferior del espécimen.
- 3) Las capas que se compactan para elaborar el espécimen deberán ser prácticamente iguales, para asegurar la uniformidad en la compactación.
- 4) No se deberán apretar las tuercas de mariposa con la llave, para evitar que se deforme la sección del molde. La llave sólo se deberá usar para aflojar las mencionadas tuercas cuando éstas se aprietan debido a que en el interior del molde se tengan suelos expansivos.

Variante B

La variante que presenta este método se utiliza para determinar el peso volumétrico máximo húmedo en el caso de suelos en que la fracción retenida en la malla de 3/4" es menor del diez por ciento, en peso.

- 1) El equipo que se utiliza es el mismo que se indicó para la variante A de la prueba.
- 2) La preparación de la muestra también es común, con la salvedad de que se deberá desecharse el retenido en la malla de 3/4" y, por tanto, no deberá determinarse el peso específico relativo S_r .

Tabla IV-b.1

Factor C para el cálculo de pesos volumétricos

<i>Lectura en el vástago</i>	<i>Factor C</i>	<i>Lectura en el vástago</i>	<i>Factor C</i>
(cm)		(cm)	
25.4	940.0	27.9	855.6
25.5	936.0	28.0	852.4
25.6	932.0	28.1	849.6
25.7	928.0	28.2	846.4
25.8	925.0	28.3	843.6
25.9	921.6	28.4	840.4
26.0	918.0	28.5	837.6
26.1	914.4	28.6	834.8
26.2	911.2	28.7	831.6
26.3	907.6	28.8	828.8
26.4	904.4	28.9	826.0
26.5	900.8	29.0	823.3
26.6	897.6	29.1	820.4
26.7	894.0	29.2	817.6
26.8	890.8	29.3	814.8
26.9	887.2	29.4	812.0
27.0	884.0	29.5	809.3
27.1	880.8	29.6	806.4
27.2	877.6	29.7	803.6
27.3	874.4	29.8	800.8
27.4	871.2	29.9	798.0
27.5	868.0	30.0	795.2
27.6	865.2	30.1	792.4
27.7	861.6	30.2	790.0
27.8	858.8	30.3	787.2

- 3) El procedimiento de prueba es el mismo que se indicó para la variante A de la prueba.
- 4) En esta variante calcúlese y regístrese lo siguiente:

a) El contenido de agua, por medio de la fórmula que se indica a continuación, anotando su valor en las columnas n y g de la hoja de registro:

$$w = \frac{W_m - W_s}{W_s} 100$$

en donde

- w = contenido de agua, en porcentaje.
- W_m = peso de la fracción de suelo húmedo, en gramos.
- W_s = peso de la fracción de suelo seco, en gramos

b) El peso volumétrico húmedo, por medio de la siguiente fórmula, anotando su valor en la columna e de la hoja de registro.

$$\gamma_h = W_1 C$$

PRUEBA DE COMPACTACIÓN DINÁMICA, MÉTODO DE CALIFORNIA

OBRA _____ LOCALIZACIÓN _____ SONDEO _____
 MUESTRA _____ PROFUNDIDAD _____ FECHA _____ MUESTREO _____

D A T O S D E P R U E B A

LECTURA EN EL PISÓN	FACTOR	PESO DEL ESPÉCIMEN, EN Kg.		PESO VOLUMÉTRICO HUMEDO EN Kg/m ³	PESO VOLUMÉTRICO SECO EN Kg/m ³	% HUMEDAD	PESO ESPECÍFICO RELATIVO	PESO ESPECÍFICO RELATIVO CORREGIDO	PESO VOLUMÉTRICO CORREGIDO
		HUMEDAD	SECO						
a	b	c	d	e	t	g	h	i	j

D A T O S D E H U M E D A D

G R A N U L O M E T R Í A Y P E S O E S P E C Í F I C O R E L A T I V O

PESO HÚMEDO W _m , EN Grs.	PESO SECO, EN Grs.	PERDIDA DE AGUA, EN Grs.	% HUMEDAD	W	PESO TOTAL DE LA MUESTRA, EN GRAMOS	
				X	Y	Z
r	l	m	n	X	PESO DEL MATERIAL > 3/4"	
				Y	PESO DEL MATERIAL < 3/4"	
				Z	PESO ESPECÍFICO REL. DEL MAT. > 3/4"	
				r	COEFICIENTE	

CÁLCULOS:

$$R = bc \quad U = \frac{100}{\frac{\%X}{Z} + \frac{\%Y}{rt}}$$

$$S = \frac{c-d}{d}$$

$$T = \frac{e}{1000} \quad v = 1000l$$

DESCRIPCIÓN:

DE LA MUESTRA _____

OPERADOR _____

FECHA DE PRUEBA _____

en donde

γ_n = peso volumétrico húmedo del espécimen, en kilogramos por metro cúbico.

W_1 = peso húmedo del espécimen, en kilogramos.

C = factor de corrección obtenido de la tabla IV-b.1, que corresponde a la lectura que se observó en el vástago.

5) Obténgase la curva peso volumétrico-humedad en la siguiente forma:

a) En un sistema de ejes coordenados, dibújese el punto correspondiente a cada espécimen tomando como ordenada el peso volumétrico húmedo y como abscisa la humedad respectiva.

b) Unanse mediante una curva los puntos correspondientes a cada uno de los especímenes. El máximo de la curva representa el peso volumétrico húmedo máximo y su humedad es la humedad óptima del material.

6) En esta prueba deberán tomarse las precauciones que se indican para la variante A en párrafos anteriores.

Anexo IV-c

Pruebas de compactación estáticas
Prueba Porter SOP

IV-c.1 Objeto de la prueba.

Este método de prueba sirve para determinar el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima en suelos con partículas gruesas que se emplean en la construcción de terracerías; también se puede efectuar en arenas y en materiales finos cuyo índice plástico sea menor de 6. El método consiste en preparar especímenes con material que pasa la malla de 25.4 milímetros (1"), a los que se agregan diferentes cantidades de agua y se compactan con carga estática.

IV-c.2 Equipo necesario.

Molde cilíndrico de compactación de 15.24 centímetros (6.0") de diámetro interior y 22.86 centímetros (9") de altura, incluyendo el collarín, provisto de una base con dispositivo para sujetar el cilindro.

Máquina de compresión con capacidad mínima de 30 toneladas y aproximación de 100 kilogramos.

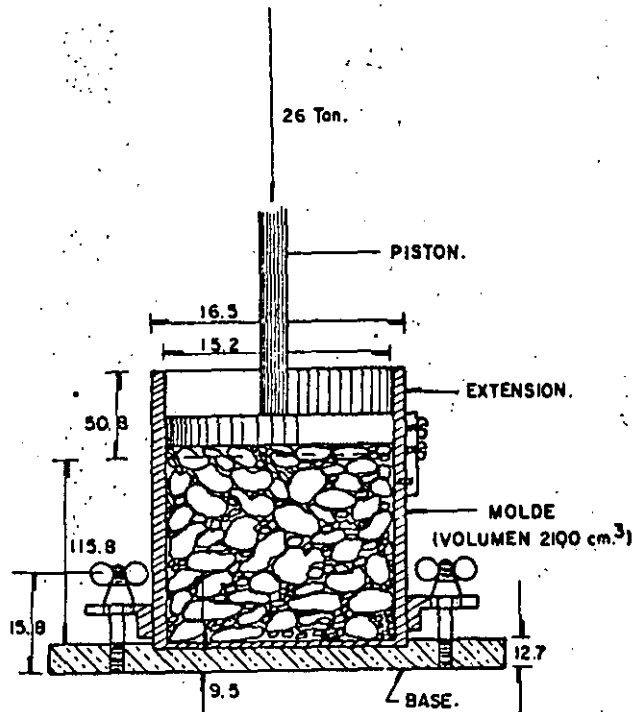
Varilla metálica de 1.9 centímetros (3/4") de diámetro y 30 centímetros de longitud, con punta de bala.

Placa circular para compactar, ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro, con diámetro

de 15 centímetros, que pueda sujetarse a la cabeza de aplicación de la carga.

Malla U.S. Standard de aberturas cuadradas de 25.4 milímetros (1").

Malla U.S. Standard de aberturas cuadradas de 4.76 milímetros (Nº 4).



DIMENSIONES EN m m.
COMPACTACION POR CARGA ESTÁTICA.
(PORTER)

Balanza con capacidad mínima de 10 kilogramos y aproximación de un gramo.

Charolas.

Equipo accesorio normal.

IV-c.3 Preparación de la muestra.

La preparación de la muestra se efectúa como se indica a continuación.

1) De una muestra de campo, preparada con el cuidado de secar el material únicamente lo necesario para facilitar su disgregación, tómese y cribese una cantidad suficiente para obtener una porción de 16 kilogramos de material que pase la malla de 25.4 milímetros (1").

2) Divídase esta porción mediante cuarteo en cuatro fracciones representativas con pesos iguales.

IV-c.4 Procedimiento de prueba.

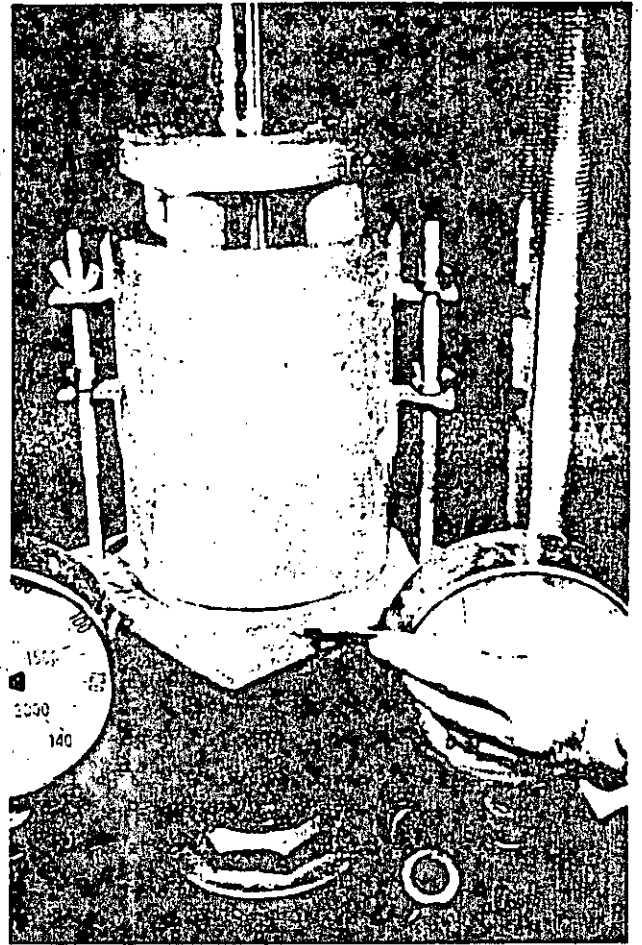
El procedimiento de prueba es el siguiente:

1) Tómese una de las fracciones representativas del material e incorpóresele la cantidad de agua necesaria para que, una vez repartida uniformemente, presente una consistencia tal que cuando se le comprima en la palma de la mano no la humedezca y que, a la vez, el material comprimido pueda formar grumos. En algunos casos para lograr esto será necesario dejar el material húmedo un cierto tiempo en reposo, cubierto con una lona húmeda.

2) Colóquese el material humedecido dentro del molde en tres capas; con la punta de la varilla désele a cada una de ellas 25 golpes, uniformemente distribuidos.

3) Al terminar la colocación de la última capa, tómese el molde que contiene el material, colóquese en la máquina de compresión y compáctese el material aplicando lentamente carga uniforme, de modo que se alcance en un lapso de cinco minutos la presión de 140.6 kilogramos por centímetro cuadrado, equivalente a una carga de 26.5 toneladas, aproximadamente; manténgase esta carga durante un minuto y hágase la descarga en el siguiente minuto. Al llegar a la carga máxima, revísese la base del molde; si está ligeramente humedecida, el material ha alcanzado la humedad óptima de compactación y su peso volumétrico máximo.

4) Si al llegar a la carga máxima no se humede-

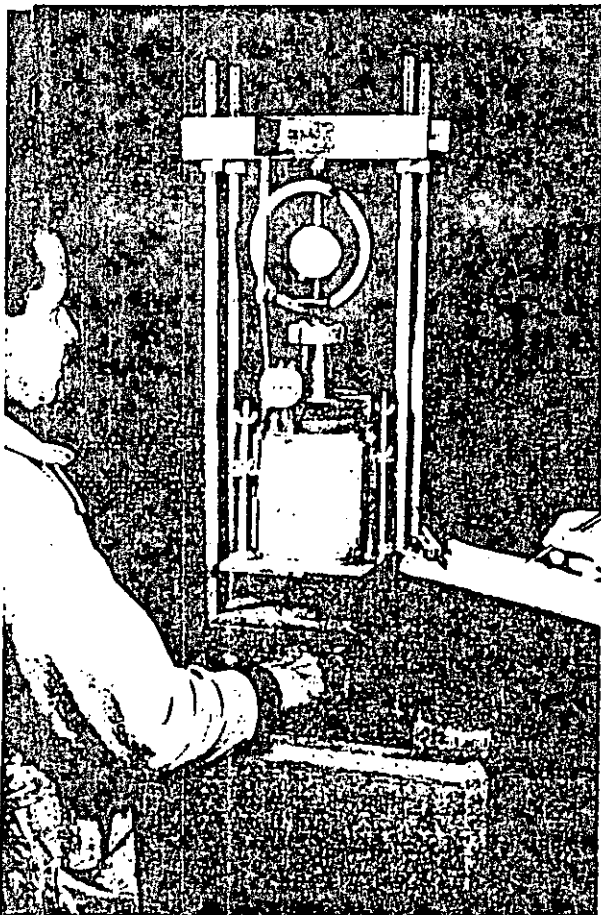


Compactación estática. Se muestra la exudación del espécimen.

ce la base del molde, la humedad con que se preparó la muestra es inferior a la óptima; por tanto, tómese otra fracción representativa del material y adiciónesele una cantidad de agua igual a la del espécimen anterior más 80 centímetros cúbicos, mézclase uniformemente y repítanse en ésta los pasos que se describen en los párrafos 2) y 3). Prepárense los especímenes que sean necesarios siguiendo los pasos que se indican en este párrafo, hasta lograr que en uno de ellos se inicie el humedecimiento de la base del molde con la carga máxima, lo cual se consigue por lo general con menos de cuatro especímenes.

5) Si antes de llegar a la carga máxima se humedece la base del molde por haberse iniciado la expulsión de agua, la humedad con que se preparó la muestra es superior a la óptima. En este caso, procédase como se indica en el párrafo 4), pero en vez de adicionar 80 centímetros cúbicos de agua se reduce la cantidad en cada nueva fracción representativa del material, hasta lograr que en una de ellas se inicie el humedecimiento de la base del molde con la carga máxima.

6) Al terminar la compactación del espécimen preparado con la humedad óptima, quítese el molde de la máquina de compresión y determínesele la altura (h_c), restando de la altura total del molde la



Compactación estática. Prensa y molde instalado en ella.

altura entre la cara superior del espécimen y el borde superior del molde; regístrese este valor en centímetros, con aproximación de un décimo de milímetro.

7) Pésese el molde de compactación que contenga el espécimen compactado y anótese dicho peso (γV), en kilogramos, con aproximación de un gramo.

8) Sáquese el espécimen del cilindro, córtese longitudinalmente y de la parte central obténgase una muestra representativa y efectúese en la muestra la determinación del contenido de agua, anotando su valor (w).

IV-c.5 Cálculos.

En esta prueba calcúlese y regístrese lo siguiente:

1) Calcúlese del espécimen compactado con la humedad óptima:

a) El volumen, por medio de la siguiente fórmula:

$$V = 1000 A_m h_s$$

en donde

V = volumen del espécimen en decímetros cúbicos (litros).

h_s = altura del espécimen, en centímetros.

A_m = área de la sección transversal del cilindro de compactación, en centímetros cuadrados.

b) El peso volumétrico húmedo, por medio de la siguiente fórmula:

$$\gamma_m = \frac{W_t - W_i}{V} \times 1000$$

en donde

γ_m = peso volumétrico húmedo del espécimen, en kilogramos por metro cúbico.

W_t = peso del espécimen húmedo más el peso del molde de compactación, en kilogramos.

W_i = peso del molde de compactación, en kilogramos.

V = volumen del espécimen, en decímetros cúbicos.

c) El peso volumétrico seco máximo γ_{dm} , mediante la siguiente fórmula:

$$\gamma_{dm} = \frac{\gamma_m}{100 + w} \times 100$$

en donde

γ_{dm} = peso volumétrico seco máximo del espécimen, en kilogramos por metro cúbico.

γ_m = peso volumétrico húmedo del espécimen, en kilogramos por metro cúbico.

w = humedad óptima del espécimen, en porcentaje.

2) Regístrese el peso volumétrico seco máximo (γ_{dm}) y la humedad óptima, como valores correspondientes al material ensayado.

IV-c.6 Errores comunes.

Los errores en que se incurre con más frecuencia son los siguientes:

1) Que el agua no se incorpore al material en forma adecuada.

2) Que la velocidad de aplicación de la carga no sea la especificada.

3) Que no se mezcle adecuadamente el material antes de colocarlo en el cilindro de prueba.

Anexo IV-d

Pruebas por amasado

A. Prueba de compactación miniatura Harvard

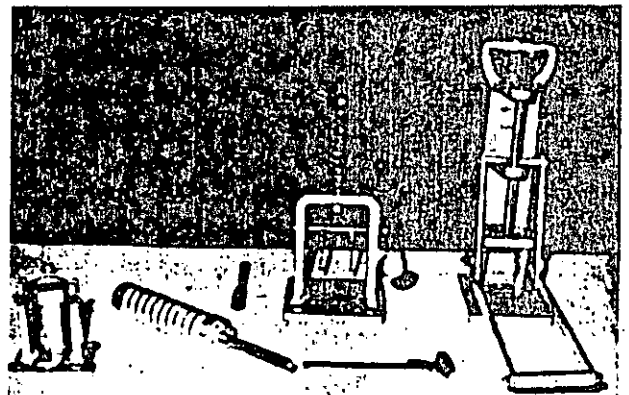
IVA-d.1 Objeto de la prueba.

Este método de prueba tiene por objeto determinar el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima en suelos finos plásticos, con partículas menores de 2 mm; consiste en preparar especímenes con material que pase la malla N° 10 (U.S. Bureau of Standards), a los que se agregan diferentes cantidades de agua. Los especímenes se compactan dentro de un molde metálico bajo la acción de un émbolo que aplica una presión transmitida por la acción de un resorte calibrado.

IVA-d.2 Equipo necesario para la prueba.

En esta prueba se utiliza el siguiente equipo:

— Un molde cilíndrico metálico de compacta-



Equipo para realizar la prueba miniatura de Harvard.

ción, con extensión y placa de base también metálicos. Las dimensiones del molde son 3.3 cm (1 5/16") de diámetro interior y 7.2 cm (2.816") de altura; su volumen resulta ser de 62 cm³ (1/454 pie³); la extensión es de 3.5 cm (1.37") de altura.

- Un pisón metálico, con un émbolo en su extremo inferior, que pueda aplicar presión por la acción de un resorte (la presión que se aplica se puede hacer variar dentro de amplios márgenes con el uso de resortes de diferentes constantes elásticas). El émbolo aplicador de presión es una barra metálica de 1.3 cm (1/2") de diámetro, con mango de madera; dentro de éste actúa el resorte comprimido a que se hace referencia.
- Un mecanismo para quitar la extensión del molde, provisto de un émbolo que mantiene al suelo en su lugar durante la extracción.
- Un extractor, para retirar del molde la muestra compactada con una alteración mínima.
- Una balanza de laboratorio, con aproximación de 0.1 g.
- Una regla metálica, un horno, malla N° 10 y equipo diverso como espátulas, vidrios de reloj, etc.

IVA-d.3 Preparación de la muestra.

1) Para esta prueba se requiere una muestra de suelo, debidamente cuarteada, con peso comprendido entre 1 y 1.5 kg. Se seca al horno lo necesario para facilitar su disgregación.

2) A la muestra disgregada manualmente se la criba por la malla N° 10.

3) Como la curva peso volumétrico seco-contenido de agua debe definirse en 6 u 8 puntos, prepárense las mismas porciones de suelo en recipientes con el contenido de agua deseado y déjense en reposo por lo menos una noche; esto facilita una buena mezcla del agua y los suelos finos. Si se trabaja con suelos que absorben el agua con rapidez, con resistencias en estado seco por lo general bajas, la mezcla de agua y suelo podrá hacerse inmediatamente antes de la prueba.

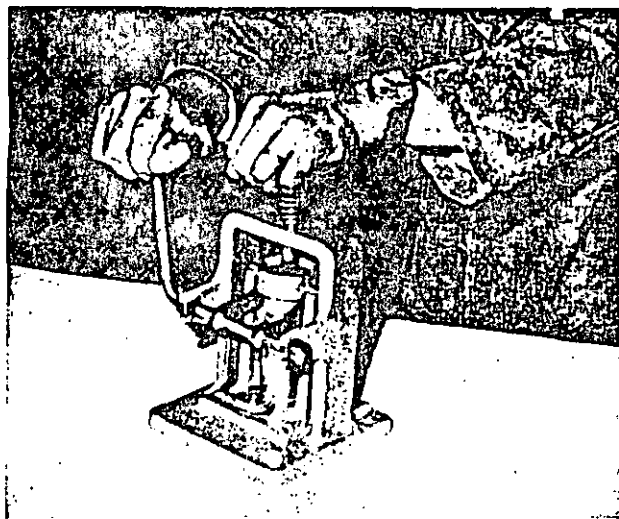
IVA-d.4 Procedimiento de prueba.

El procedimiento para realizar la prueba que se describe se ajustará a lo siguiente:

1. Con el molde ajustado a su base y provisto de su extensión, colóquese en él la cantidad que se requiera de suelo en estado suelto.

2. La colocación del suelo dentro del molde deberá hacerse en el número de capas que se desee (por lo común cinco); nivélese cada capa presionándola ligeramente con un pisón de hule.

3. Después de ajustar apropiadamente el resorte del pisón, insértese en el suelo el émbolo del pisón



Prueba miniatura de Harvard. Afinamiento estático del espécimen preparado por amasado.

y presiónese hasta que el resorte empiece a comprimirse. Qúitese la presión, cámbiense ligeramente de posición el émbolo y repítase la operación, repartiendo así la presión aplicada de manera uniforme en la superficie de cada capa, hasta completar el número de aplicaciones que se desee.

4. Repítase este procedimiento para cada capa; procúrese que la capa superior sobresalga del molde por lo menos 1 cm (entrando en la extensión metálica del mismo).

5. Trasládese el conjunto del molde al aditamento para retirar la extensión; presiónese firmemente el émbolo del propio aparato y, a la vez, accionando el mecanismo extractor, suéltese el collar metálico del molde y del suelo compactado.

6. Qúitese el molde de su base y enrásese con cuidado su borde superior con una regla metálica. Verifíquese también con la regla metálica el enrasmamiento del borde inferior del molde.

7. Pésese el molde que contiene al suelo compactado, con aproximación de 0.1 g.

8. Extráigase la muestra del molde utilizando el extractor y colóquesela en un recipiente apropiado para introducirla al horno y determinar su contenido de agua. Si se reusa el material para determinar otros puntos de la curva de compactación, el contenido de agua se determinará con el material excedente del borde superior del molde.

9. Compáctense otros especímenes con contenidos de agua crecientes, hasta que el peso húmedo de la muestra vaya decreciendo, hecho que indica que se ha sobrepasado el contenido de agua óptimo.

10. Calcúlese el peso volumétrico seco correspondiente a cada contenido de agua, mediante la fórmula

$$\gamma_d = 100 \frac{\gamma_m}{100 + w}$$

y dibújese la curva de compactación para obtener el peso volumétrico máximo y el contenido óptimo de agua.

11. Si se desea, cámbiese el procedimiento de compactación variando el número de aplicaciones del pisón por capa, la presión aplicada o el número de capas.

B. Prueba de Hveem, de compactación por amasado

IV-B-d.1 Objeto de la prueba.

Representar en el laboratorio las condiciones de amasado que producen los equipos de compactación de campo. Este procedimiento lo ideó F. Hveem en el Departamento de Carreteras de California (EE.UU.) con vistas a lograr especímenes para medir la estabilidad en el método de diseño de pavimentos que lleva su nombre.

IV-B-d.2 Equipo para la prueba.

I. Aparatos.

- 1) Un compactador mecánico de amasado.
- 2) Accesorios del compactador.
 - Molde de acero de alta resistencia de 10.16 cm (4" \pm 0.002") de diámetro interior y de 11.40 cm (4.49" \pm 0.005") de diámetro exterior. El interior del cilindro deberá ser liso, con 250 micropulgadas de rugosidad máxima. La altura del molde es de 12.70 cm (5" \pm 0.008").
 - Extensión del molde con mango y embudo.
 - Alimentador de 50.8 cm (20") y espátula.
 - Discos de hule de 10.00 cm (3-15/16") de diámetro y 0.32 cm (1/8") de espesor.
- 3) Equipo de fabricación de canastillas.
 - Cilindro de madera de 9.84 cm (3-7/8") de diámetro y un distribuidor de cinta adhesiva de 1.27 cm (masking tape).
 - Discos perforados de bronce al fósforo, de presión de exudación, de 10.08 cm (3-31/32").
- 4) Collar metálico para formar las canastillas de acero inoxidable.

II. Materiales.

- Discos de papel manila de 10.00 cm (3-15/16") de diámetro.
- Cintas de papel ranurado, para hacer las canastillas, de papel café Kraft (60 lbs), de 6.35 cm (2-1/2") de ancho por 34.29 cm (13-1/2") de largo, con ranuras de 3.42 cm (1-7/8") dispuestas uniformemente a 1.91 cm (3/4") de separación.
- Cinta adhesiva (masking tape) de 1.27 cm (1/2") de ancho.

IV-B-d.3 Procedimiento de compactación.

- 1) En los incisos 2 a 10 se describe el procedimiento normal de fabricación del espécimen para suelos y agregados con finos que posean suficiente cohesión natural para mantener a los especímenes intactos durante los procesos de prueba. Los materiales sin cohesión, tales como agregados para bases, requieren del uso de canastillas de papel como ayuda para poder manejarlos sin que sufran alteraciones. Cuando se emplean las canastillas, el procedimiento de fabricación especial se da en los incisos 11 al 19.
- 2) Colóquese el molde en el collarín con mango, que tiene un disco de hule de 10.00 cm (3-15/16") de diámetro y 0.32 cm (1/8") de espesor, pegado a la placa. Ajústese el molde para dejar un espaciamiento de 0.32 cm (1/8") entre el borde inferior del molde y la base del molde con mango. Sujétese así. Colóquese un disco de cartulina de 10.00 cm (3-15/16") dentro del molde, sobre el disco de hule. Póngase en su lugar la extensión con embudo y el molde sobre la placa giratoria del compactador y atornílese.
- 3) Colóquese una muestra bien mezclada en el alimentador, con el material suelto y bien distribuido a lo largo de toda su extensión.
- 4) Echese a andar el compactador y ajústese la presión del aire del compactador a 1.05 kg/cm² (15 lb/in²), lo cual equivale a una presión en el pisón de aproximadamente 16.85 kg/cm² (240 lb/in²). Espérese hasta que el pisón alcance su posición más baja antes de colocar al material en el molde.
- 5) Con una espátula váyase depositando el material del alimentador en el molde de manera que se cubra su fondo; el resto de la muestra se vaciará en 20 partes iguales, una en cada aplicación del pisón; después proporciónense 10 aplicaciones más para asentar y nivelar todo el material. Levántese y límpiase el pisón y colóquese un disco de hule de 10 cm de diámetro en la parte superior del espécimen. Si durante todas las operaciones anteriores la presión de 1.05 kg/cm² (15 lb/in²) resultó excesiva y produjo levantamiento del material alrededor del pisón, podrá bajarse.
- 6) Aflojese el molde dentro del collarín con mango, manipulando los tornillos, bájese el pisón e incrementese la presión del aire hasta obtener una presión en el pisón de 24.6 kg/cm² (350 lb/in²), lo que normalmente se logra con una lectura de 1.48 kg/cm² (21 lb/in²) en el manómetro que mide la presión del aire.
- 7) Las arcillas pueden requerir presiones de compactación menores, pues en ellas el pisón penetra con facilidad; en estos casos la penetración del pisón deberá ser el factor que se ob-

- serve; se debe buscar que no sea mayor que 0.64 cm (1/4").
- 8) Aplíquese 100 veces el pisón al espécimen.
 - 9) Si antes de las 100 aplicaciones aparece agua libre en la base del molde, deténgase el proceso de inmediato y anótese el número de aplicaciones.
 - 10) Si la superficie del espécimen queda irregular después de la compactación, enrásese.

Procedimiento cuando se requieren canastillas.

- 11) Constrúyanse las canastillas de acuerdo con las siguientes etapas.
 - a) Tómese un pedazo de papel ranurado y colóquesele alrededor del bloque de madera cilíndrico, con los extremos a tope.
 - b) Con la tela adhesiva (masking tape) péguese el disco de bronce al fósforo al papel, de manera que no queden tapados los orificios del disco.
- 12) Colóquese el molde en el collarín exterior con mango, habiendo pegado a la placa del mismo un disco de hule y colóquese un disco de papel Manila dentro del molde sobre el disco de hule.
- 13) Deslícese una canastilla dentro del molde, hasta que el borde superior de la misma sobresalga aproximadamente 2.54 cm (1") del borde superior de dicho molde. Del mismo modo coloque el collar metálico en la canastilla hasta que su borde inferior quede aproximadamente 2.54 cm (1") bajo el borde superior de aquella. Deslícese ahora simultáneamente la canastilla y el collar metálico hasta que el disco perforado de bronce al fósforo (pegado al fondo de la canastilla) descanse sobre el disco de cartulina y el borde superior del collar metálico coincida con el borde superior del molde.
- 14) Ajústese el molde de manera que quede una holgura de aproximadamente 3 mm (1/8") entre el borde inferior del molde y la base del molde exterior con mango; esto se logra deslizando el molde y el collar que contiene; atorñílese el dispositivo.
- 15) Colóquese en posición el embudo y sitúese el conjunto sobre la mesa giratoria, en la cual se asegurará.
- 16) Llévase a cabo el paso 3.
- 17) Echese a andar el compactador y ajústese la presión del aire a 0.7 kg/cm² (10 lb/in²), lo que equivale, aproximadamente, a 11.25 kg/cm² (160 lb/in²) de presión en el pisón.
- 18) Con la espátula hágase pasar la mitad del material del alimentador al molde, repartiéndolo. Hágase bajar al pisón sobre el material y dense 10 aplicaciones del mismo. Elévase el pisón, introdúzcase la otra mitad del material en el molde y vuélvase a aplicar 10 veces el

pisón, manteniendo siempre la presión del aire en 0.7 kg/cm² (10 lb/in²).

- 19) Levántese y límpiase el compactador. Renuévase el collar metálico y colóquese un disco de hule en la parte superior del espécimen, el cual queda ahora preparado para el proceso de compactación propiamente dicho, que se describe en los párrafos 6 a 9.

IV-B-d.4 Precauciones.

- 1) La colocación del material en el molde debe ser uniforme. La falta de uniformidad se refleja de inmediato en la energía necesaria para producir la exudación.
- 2) Las partículas gruesas deben distribuirse uniformemente en toda la longitud del alimentador, para evitar segregaciones.
- 3) Es muy importante acomodar bien la canastilla a mano antes de comenzar las operaciones de compactación. Si se empieza la compactación sin que el conjunto esté perfectamente asentado en la base del collarín que sostiene al molde, es fácil desgarrar las tiras de papel adhesivo que unen a la canastilla con el disco de bronce.

REFERENCIAS

1. Proctor, R. R. *Fundamental Principles of Soil Compaction*. Engineering News Record. III. Agosto y septiembre, 1933.
2. Proctor, R. R. *Design and Construction of Rolled Earth Dams*. Engineering News Record. 1933.
3. Altschaefer, A. G., y Lowell, Jr., C. W. *Compaction Variables and Compaction Specification*. Purdue University Engineering Reprints. Junio, 1969.
4. Foster, C. R. *Field Problems: Compaction*. Capítulo 12 del Libro *Foundation Engineering*, editado por G. A. Leonards. McGraw Hill Book Co., Inc. 1962.
5. Porter, O. J. *Method of Determining Relative Compaction and Shrinkage of Soil Materials and Research Department*. California Division of Highways. Agosto, 1930.
6. Purcell, C. H. *Grading Methods and Grading Equipment*. Road Builders Association. Bulletin No 17. 1931.
7. Proctor, R. R. *Description of Field and Laboratory Methods*. Engineering News Record. Vol. III, No 10. Septiembre, 1933.
8. Tamez, E. *Algunos factores que afectan a la prueba de compactación dinámica*. Congreso sobre suelos para fines de Ingeniería. Comité D-18, A.S.C.E.—Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México, 1957.
9. Holtz, W. G., y Lowitz, C. A. *Compaction Characteristics of Gravelly Soils*. Congreso sobre suelos para fines de Ingeniería. Comité D-18, A.S.C.E.—Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México, 1957.
10. Jiménez Salas, J. A. *Tierras y rocas compactadas como materiales de construcción*. Capítulo I de la publicación *Compactación de Terrenos, Terraplenes y Pedra-*

- plenes. Editores Técnicos Asociados, S. A. Barcelona, 1970.
11. *Road and Streets*. Publicación de la Corporación Reuben H. Donnelley. Junio, julio y agosto, 1970.
 12. Hill, J. W. *Compacting Earth Dams with Heavy Tamping Rollers*. Transactions A.S.C.E., CXXIV. 1959.
 13. Marsal, R. J., y Reséndiz, D. *Compactación de suelos arcillosos. Propiedades mecánicas de suelos arcillosos compactados*. Publicaciones del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. México, 1968.
 14. Williams, F. H. P., y McLean, D. F. *The Compaction of Soil: A Study of the Performance of Plant*. Road Research Laboratory. Boletín Técnico N° 17. Londres, 1950.
 15. Johnson, A. W., y Sallberg, J. R. *Highway Research Board. Factors that influence Field Compaction of Soils*. Boletín N° 272. 1960.
 16. Ramos Medina, J. E. *Métodos de compactación en el campo*. Novas para la ponencia Terracerías en el Seminario de Terracerías y Pavimentos de la Secretaría de Obras Públicas. México, 1971.
 17. *Highway Research Board. Compaction of Embankments, Subgrades and Bases*. Boletín N° 58. 1952.
 18. Lewis, W. A. *Investigation of the Performance of Pneumatic Tyred Rollers in the Compaction of Soil*. Boletín Técnico N° 45. Road Research Laboratory. Londres, 1959.
 19. Juárez Badillo, E., y Rico, A. *Mecánica de Suelos. Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos*. Capítulo XI (Anexo XI-i). Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, 1967.
 20. Llamazares Gómez, O. *Compactación por vibración*. Capítulo III de la publicación *Compactación de Terrenos, Terraplenes y Pedraplenes*. Editores Técnicos Asociados, S. A. Barcelona, 1970.
 21. AB Vibro-Verken. *Manual on Vibratory compaction of soil and rock fill*. Research Department. Solna. Suecia, 1972.
 22. Forssblad, L. *Vibratory Soil Compaction*. Research Results and Practical Applications. Conferencia. Publicación de AB Vibro-Verken. Solna, Suecia, 1972.
 23. Sowers, G. B., y Sowers, G. F. *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. (Trad. J. Menéndez) Capítulo 5. Limusa-Wiley, S. A. México, 1972.
 24. Hvem, F. N. *Maximum Density and Optimum Moisture of Soils. What do these terms mean?* 36 th. Annual Meeting of the H.R.B. Washington, D. C. 1957.
 25. Juárez Badillo, E., y Rico, A. *Mecánica de Suelos. Tomo I (2ª Edición)*. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Capítulo XIII. Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, 1969.
 26. Skempton, A. W. *The Pore Pressure Coefficients A and B*. Geotechnique. Vol. IV. 1954.
 27. Juárez Badillo, E., y Rico, A. *Mecánica de Suelos. Tomo I (2ª edición)*. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Capítulo XII (Anexo XII-f). Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, 1969.
 28. Wilson S. D. *Effect of Compaction on Soil Properties*. Proceedings of the Conference on Soil Stabilization. Massachusetts Institute of Technology. Boston, 1952.
 29. Marsal, R. J. *Resistencia y Compresibilidad de enrocamientos y gravas*. Publicación del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. para la Secretaría de Obras Públicas. México, 1971.
 30. Marsal, R. J. *Pedraplenes*. Conferencia impartida en el Centro de Educación Continua de la Facultad de Ingeniería de la UNAM. México, D. F., 1974.
 31. Casagrande, A. *An Unsolved Problem of Embankment Stability of Highly Plastic Clays*. Memoria del I Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. México, 1959.
 32. Bertram, G. E. *Rockfill Compaction by Vibratory Rollers*. Memorias del II Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Brasil, 1963.
 33. Marsal, R. J., Moreno E., Núñez, A., Cuéllar, R., y Moreno, R. *Investigación sobre el comportamiento de los suelos granulares y muestras de enrocamiento*. Publicación de la Comisión Federal de Electricidad. México 1965.
 34. Marachi, N. D. *Strength and Deformation Characteristics of Rockfill Materials*. Report N° TE-69-5. Department of Civil Engineering. University of California, Berkeley, 1969.
 35. *Especificaciones A. S. T. M.* Designación D-698-64T. 1964.
 36. Texas Highway Department. *Materials and Test Division. Método de Prueba Tex-113-E* (revisado en abril de 1970). Austin, Texas, 1970.
 37. Road Research Laboratory. *Soil Mechanics for Road Engineers*. Capítulo 9. Her Majesty's Stationery Office. Londres, 1961.
 38. Maddison, L. *Laboratory Test on the Effect of Stone Content on the Compaction of Soil Mortar*. Roads and Road Construction, N° 22. 1944.
 39. Aguirre M., L. M. *Correlación entre las pruebas estáticas y dinámicas de compactación de suelos en el laboratorio*. Tesis para la obtención del grado de Maestro en Ingeniería (Mecánica de Suelos) en la División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, 1964.
 40. *Especificaciones ASTM*. Designación D1557-64-T. 1964.
 41. U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station. *Soil Compaction Investigation*. Waterways Experiment Station Technical Memorandum (3-271). Vicksburg, EE.UU., 1957.
 42. *Especificaciones del Departamento de Carreteras del Estado de California*. Denominación de la prueba: Calif. 301-E. Sacramento, Cal., 1964.
 43. Broms, B. B., y Forssblad, L. *Vibratory Compaction of Cohesionless Soils*. Soil Dynamics Specialty Conference. VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. México, D. F., 1969.
 44. Schäffner, H. J. *Unlagerung Rolliger Erdstoffe durch Vibration*. Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schiffahrt, Wasserund Grundbau. Berlin, N° 6. 1962.
 45. Selig, E. T. *Effect of Vibration on Density of Sand*. Proceedings II Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. I. Brasil, 1963.
 46. Ortigosa, P., y Whitman, R. V. *Densification of Sand by Vertical Vibrations with almost Constant Stresses*. Dept. of Civil Engineering. M.I.T. Research Report N° 206. Boston, 1968.
 47. Forssblad, L. *Investigations of Soil Compaction by Vibration*. Acta Politécnica Escandinava. C i 34. 1965.
 48. Johnson, A. W., y Sallberg, J. R. *Factors Influencing Compaction. Test Results*. Highway Research Board. Boletín N° 319. 1962.

49. Pettibone, H. C., y Hardin J. *Research on Vibratory Maximum Density Test for Cohesionless Soils*. American Society Testing Materials. Special Technical Publication N° 377. 1964.
50. *Especificaciones ASTM*. Designación D-2049-69. 1969.
51. Texas Highway Department. *Materials and Test Division*. Método de Prueba Tex-114-E (revisado en abril de 1970). Austin, Texas, 1970.
52. Engineering Developments Co., Inc. Catálogo de pruebas. Máquina Giratoria, Modelo 4C. Vicksburg, Miss. 1970.
53. Reséndiz, D. *Considerations on the Solid Liquid interaction in Clay Water Systems*. Memorias del VI Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Montreal, Canadá, 1964.
54. Lambe, T. W. *Compacted Clay: Structure*. Transactions ASCE. C-XXV. Parte I. 1960.
55. Seed, H. B., y Chan, C. K. *Structure and Strength Characteristics of Compacted Clays*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. LXXXV. SM5. 1959.
56. Reséndiz, D. *On the Strength of Claying Soils: A Study of the Shearing Resistance Mechanism at the Structural Level*. Instituto de Ingeniería, Publicación 126. México, 1965.
57. Casagrande, A., Hirschfeld, R. C., y Poulos, S. J. *Investigation of Stress-Deformation and Strength Characteristics of Compacted Clays*. Harvard Soil Mechanics Series LXX. Harvard, Mass. 1963.
58. Casagrande, A., y Hirschfeld, R. C. *Investigation of Stress-Deformation and Strength Characteristics of Compacted Clays*. Harvard Soils Mechanics Series LXI. Harvard, Mass. 1960.
59. *Estudio de una correlación entre pruebas de compactación estática y dinámica*. Reporte no impreso elaborado en el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. bajo la dirección de Jesús Alberro, Investigador. México, D. F., 1966.
60. Seed, H. B., Mitchel, J. K., y Chan, C. K. *The Strength of Compacted Cohesive Soils*. Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils. ASCE. Universidad de Colorado, EE.UU. 1960.
61. Jiménez Salas, J. A., y De Justo, J. L. *Geotecnia y Cimientos*. Tomo I. Capítulo 7. Editorial Rueda. Madrid, 1971.
62. Mitchel, J. K., Hooper, D. R., y Campanella, R. G. *Permeability of Compacted Clay*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division; ASCE. XCI, SM4. 1965.
63. Maranha das Neves, E. *Influencia das Tensoes Neutras Negativas nas Características Estruturais dos Solos Compactados*. Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil. Memoria N° 386. Ministerio de Obras Públicas. Lisboa, 1971.
64. Yoshimi, Y., y Osterberg, J. O. *Compressibility of Partially Saturated Cohesive Soils*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. LXXXIX, SM4. 1963.
65. Bishop, A. W., y Henkel, D. J. *The Triaxial Test*. Edward Arnold, Pub. Ltd. Londres, 1962.
66. Seed, H. B., y Chan, C. K. *A Symposium on Compacted Clays*. Transactions ASCE. Vol. 126. 1961.
67. Casagrande, A., y Hirschfeld, R. C. *Investigation of Stress-Deformation and Strength Characteristics of Compacted Clays*. 2ª Parte. Harvard Soil Mechanics Series N° 65. Harvard, Mass., 1962.
68. Yoder, E. J. *Principles of Pavement Design*. John Wiley and Sons, Inc. 1967.
69. Casagrande, A., y Shannon, W. L. *Research on Stress Deformation and Strength Characteristics of Soil and Soft Rocks under Transient Loadings*. Harvard Soil Mechanics Series N° 31. Harvard University Mass., 1948.
70. Whitman, R. V. *The Behavior of Soil under Transient Loadings*. Memorias del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. I. Londres, 1957.
71. Hampton, D. *Effect of Rate of Strain on the Strength of Remolded Soils*. Purdue Joint Highway Research Project. Purdue University. Lafayette, Indiana. 1958.
72. Casagrande, A., y Wilson, S. D. *Effect of Rate of Loading on Strength of Clays and Shales at Constant Water Content*. Geotechnique. Vol. II. 1951.

COMPACTACION Y EQUIPO DE COMPACTACION

Se entiende por compactación de los suelos el incremento artificial de su peso específico seco por medios mecánicos. La importancia de la compactación estriba en el aumento de resistencia y disminución de capacidad de deformación que se obtienen al sujetar el suelo a técnicas convenientes que aumenten su peso específico seco disminuyendo sus vacíos. Los métodos usados para la compactación de los suelos dependen del tipo de los materiales con los que se trabaje en cada caso.

En este tema se tratará sobre las pruebas de compactación de laboratorio que se emplean usualmente, como las pruebas Proctor y Harvard miniatura, así como la influencia de los diferentes factores en la compactación, los cuales son el contenido de agua, la energía de compactación, el tipo de prueba de compactación, etc.

Se hace especial hincapié en la necesidad de no reusar el suelo en las pruebas de compactación, en el sentido de las curvas de compactación de la rama seca a la húmeda y viceversa, la influencia del secado en la compactación y de otros factores no menos importantes.

En la parte final de este tema se trata sobre los equipos de compactación y su influencia en el tipo de suelo. Se comprenden los rodillos lisos, los rodillos neumáticos, los rodillos pata de cabra, así como el equipo vibratorio. Se comenta sobre la conveniencia de utilizar un cierto tipo de equipo, dependiendo del tipo del suelo.

ORIGEN Y FORMACION DE LOS SUELOS

En este capítulo se presentan los diversos tipos de suelos que pueden existir dependiendo de su origen geológico.

Estos suelos pueden ser residuales y transportados, dependiendo que se encuentren en el sitio de la roca madre que les dió origen o en otro lugar hasta el cual hayan sido llevados por algún agente externo. De acuerdo a este agente externo de transporte y a su depositación los suelos pueden ser lacustres, aluviales, eólicos, marinos, etc., conservando cada uno de ellos un cierto tipo de partículas con propiedades que se derivan en problemas o cualidades de los suelos, mismas que se reflejan en el tipo de cimentación.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

M E C A N I C A D E S U E L O S

COMPLEMENTO DEL TEMA. II

ING. FELIPE CANCINO

ING. JORGE FOSADO.

JUNIO, 1985.

CAPITULO 6

Carácter de los depósitos naturales

6.1. Origen de los depósitos naturales

Significado de los procesos geológicos desde el punto de vista de la ingeniería. El programa de exploración del subsuelo para cualquier cimentación debe ser el adecuado para poder apreciar el carácter esencial del depósito y especialmente sus posibles variaciones de punto a punto. Sin embargo, las limitaciones impuestas por la economía y el tiempo, exigen que no debe hacerse mayor gasto que el necesario para producir los resultados deseados. Este objetivo no puede alcanzarse si el ingeniero no tiene cuando menos un conocimiento rudimentario de la anatomía de las diferentes clases de depósitos. Este conocimiento le ayudará a interpretar la información que se obtiene en el campo y en el laboratorio, y a reconocer la etapa en la que ya no se justifica hacer más gastos para obtener una información mayor.

Las dificultades de los problemas que tiene que resolver el especialista en *geotecnia*, aumentan al disminuir la resistencia y aumentar la compresibilidad de los materiales de apoyo y, en los materiales de resistencia y compresibilidad dadas, al aumentar la variabilidad. Por lo tanto, puede decirse, que la roca maciza, aunque fuera posible alterar su estructura por plegamientos, fallas o metamorfismo, generalmente es un material de cimen-

tación satisfactorio. Los aspectos problemáticos de las cimentaciones en roca están asociados usualmente a los defectos como juntas, canales de solución y zonas alteradas por meteorización química o física.

Probablemente, los depósitos más variables son los de origen glacial. En muchas partes del mundo, la topografía es el resultado directo de la acción de los glaciares, que hicieron surcos en los suelos viejos, molieron rocas, y depositaron los materiales en forma aleatoria, parcialmente sobre la tierra y parcialmente sobre el agua. Indirectamente, los sucesos de la edad glacial, influyeron en las condiciones de cimentación mucho más allá de los límites de la misma glaciación. Durante la época glacial, el clima era más frío y las lluvias mas abundantes que ahora; en consecuencia, había grandes lagos interiores, y el caudal de los ríos era anormalmente grande. Cuando la actividad glacial era más intensa, gran parte del agua de la tierra estaba en la forma de hielo; por lo tanto, el nivel del mar descendió hasta 90 m. Las fluctuaciones del nivel del mar propiciaron la erosión de los lechos de los ríos cerca de la costa, modificando frecuentemente las líneas de la misma, y condujeron a la formación de depósitos costeros, especialmente en las bahías y estuarios.

Debido a la extraordinaria influencia de los sucesos ocurridos en esas épocas en el

* meteorización es usado a veces para designar a la meteorización

trabajo del especialista en cimentaciones, se tratarán en primer lugar los depósitos que resultaron de ellos. Esos depósitos enseñan que ingeniero no debe suponer uniformidad en las condiciones del subsuelo, debe conocer el carácter del depósito en cada lugar, con objeto de prever las condiciones más desfavorables que pueda encontrar.

Terminología geológica. El conocimiento del origen geológico de un depósito de suelo permite a menudo comprender sus características físicas. Por lo tanto, el ingeniero debe consultar todos los datos geológicos que pueda conseguir. En los siguientes artículos se describen los tipos más comunes de depósitos naturales, y se exponen ejemplos representativos de los resultados de los programas de exploración para determinar sus características.

Desde el punto de vista de la geología, los suelos pueden dividirse en dos grupos principales: transportados y residuales. Los *transportados* ya no cubren el material rocoso que les dio origen. Pueden también clasificarse de acuerdo con el modo en que se transportan y depositan como sigue: suelos *aluviales*, transportados por el agua corriente; suelos *lacustres*, depositados en lagos quietos; suelos *marinos*, depositados en el agua del mar; suelos *ebólicos*, transportados por el viento; suelos *coluviales*, depositados principalmente por efecto de derrumbes y deslaves de las laderas; y los suelos *glaciales*. Los suelos *residuales* son los que se han formado de la roca madre sobre la cual se encuentran ahora. Son comunes los depósitos profundos de suelos residuales en el sudeste de los Estados Unidos, Hawái, Puerto Rico, y generalmente en los trópicos húmedos. Son raros en la mitad norte de los Estados Unidos y Canadá, debido a que los glaciares continentales eliminaron la mayor parte de los productos de la intemperización que se habían formado sobre los afloramientos de roca.

Hablando en forma muy general, los suelos tienden a disponerse en *perfiles* o sistemas de capas. Los más importantes de estos son los de meteorización y de deposición. En muchos casos, uno de los primeros

se encuentra superpuesto a uno posterior y puede encontrarse un sistema relativamente complejo cerca de la superficie.

Procesos de la meteorización. Parece ser que las rocas más viejas que aparecen en la superficie de la tierra son los sedimentos metamórficos, que se han deformado mucho por el calor y la presión, y en algunos lugares han recristalizado, convirtiéndose en granito y en otras rocas ígneas típicas, lo que hace patente la eficacia de los agentes de la meteorización a través de las épocas geológicas, ya que estas rocas antiguas están compuestas de los productos de meteorización de otras todavía más antiguas.

Algunos agentes de la meteorización son puramente físicos. Entre los más importantes están la *dilatación* y la *contracción diferencial*, que se originan por el calentamiento y enfriamiento de masas de roca que contienen minerales de diferentes propiedades térmicas. Otros son el *efecto abrasivo* del viento y del agua, especialmente cuando estos agentes transportan sedimentos que ayudan en su acción demolidora; la fuerza expansiva del agua al congelarse y en muchos lugares, especialmente en el pasado, la acción de los glaciares. Sin embargo, con todo lo importante que son estos agentes físicos, no son capaces de reducir el tamaño de los fragmentos individuales a menos que 0.01 mm. La desintegración más completa sólo puede efectuarse mediante procesos químicos.

Los principales agentes de la meteorización química son la oxidación, la hidratación, la carbonatación y la solución. Casi todos los materiales se combinan con el oxígeno, especialmente en los climas húmedos, pero los compuestos de hierro son especialmente susceptibles. La combinación con oxígeno se asocia usualmente a un aumento de volumen, con lo que es probable que la porción oxidada se separe por exfoliación del material inalterado. Similarmente, el aumento de volumen se acompaña de la formación de nuevos minerales por hidratación; y coopera en la desintegración de los minerales originales. El agua de la lluvia disuelve pequeñas cantidades de bióxido de carbono de la atmós-

fera, convirtiéndose en una solución débil de ácido carbónico. La combinación química de algunos minerales con el ácido carbónico conduce a la formación de minerales más blandos y más débiles; sin embargo, lo que es más importante es que el ácido carbónico débil es mejor solvente que el agua pura. Ataca no sólo materiales que contienen carbonato de calcio, sino también los que contienen silicatos.

Como regla, la meteorización física predomina en los climas fríos o secos, mientras que la meteorización química es más importante en los climas húmedos y calientes. Las plantas y la vida animal contribuyen a ambos procesos. Sin embargo, las rocas pueden también estar sujetas a descomposición química cuando se encuentran muy lejos de la superficie, debido a la circulación de las aguas magmáticas cargadas de sustancias químicas. De esta manera, pueden haberse transformado los granitos y gneisses localmente en rocas blandas de carácter arcillosos, y las cuarcitas duras en arena sin cohesión.

Después que los procesos de la meteorización han eliminado los nexos de cohesión entre la mayor parte de los componentes de la roca, la meteorización química conduce a la formación de minerales arcillosos. Sin embargo, la meteorización todavía continúa. Finalmente, bajo condiciones tropicales húmedas, la desintegración puede ser tan completa, que hasta los minerales arcillosos se descomponen.

Terminología edafológica. La Edafología es la rama de la geología que estudia la capa superficial de la tierra, en un espesor de 1 a 2 m. Dentro de esta zona, el material rocoso o formado por roca descompuesta se ha alterado por la meteorización a un grado que depende del clima, de la presencia de organismos, de la topografía, del carácter del material original, y del tiempo que hayan actuado los procesos de la meteorización. Para el ~~esta~~ ~~solamente~~ esta zona alterada se llama *suelo*. Por lo tanto, su definición es mucho más restringida que la ~~de~~ ~~ingeniero~~.

Cualquiera que sea la naturaleza de los suelos que se hayan formado, en un espesor

de unos cuantos metros a partir de la superficie, se encuentra una sucesión de varias capas distintas. A estas capas se les llama *horizontes del suelo*, y al sistema completo de horizontes se le llama *perfil de suelos*. Usualmente, el horizonte más alto ha perdido por lixiviación una cantidad importante de materia mineral fina, aunque puede contener una cantidad relativamente grande de materia orgánica finamente dividida que proviene de la descomposición de la vegetación. A esta zona se le llama algunas veces *zona de agotamiento*. El segundo horizonte es la zona en que se acumula la materia mineral fina; en la mayor parte de los perfiles es más plástica que en los horizontes que quedan arriba o abajo de la misma. En muchos casos, puede reconocerse mejor por la agrupación de las partículas en un arreglo estructural bien desarrollado, al que se llama de bloques o prismático. Los dos horizontes superiores juntos constituyen el *solum*, que es la zona en que los procesos de formación de los suelos son más activos. Abajo del *solum* está un tercer horizonte compuesto de material original relativamente inalterado. El material original puede ser un material rocoso parcialmente descompuesto y desintegrado, o puede ser un material de suelo o roca que ha sido transportado y depositado a un nuevo lugar. En la fig. 6.1, se muestra un perfil hipotético de la meteorización del suelo. Los horizontes principales se designan por A, B y C. Estos horizontes se subdividen usualmente tomando como base las variaciones menores que ocurren en las zonas de transición entre horizontes, o sobre la base de características físicas o químicas especiales. En ningún perfil aparecerían todos los horizontes mostrados; desde el punto de vista de la ingeniería, usualmente es suficiente tratar sólo en términos de los horizontes principales. Cuando se están depositando todavía materiales frescos como en el caso de las llanuras de inundación de los ríos, no existe la oportunidad de que se forme un perfil pedológico típico.

La clasificación *edafológica* de un suelo se determina principalmente sobre la base de la geología del material de origen y de ciertas características inherentes al perfil,

Horizontes ^a	Descripciones ^b
O ₁	Detritus orgánicos sin descomponer.
O ₂	Detritus orgánicos parcialmente descompuestos.
A ₁	Horizonte de color oscuro con proporción relativamente elevada de materia orgánica mezclada con materia mineral.
A ₂	Horizonte de color claro que ha estado sujeto al máximo de eluviación y lavado.
A ₃	Transición al horizonte inferior pero más parecido a A.
B ₁	Transición del horizonte superior, pero más parecido a B.
B ₂	Horizonte con la mayor proporción de arcilla y mayor desarrollo estructural.
B ₃	Transición al estrato inferior pero más parecido a B.
C ₁	Material ligeramente alterado. Las sales solubles pueden precipitarse en climas áridos en este horizonte.
C ₂	Material relativamente sin meteorización.
R	Mantos de roca consolidada, que pueden ser de material diferente del que produjo los horizontes C.

L. ^b Hojas sueltas.
 F. ^b Estructura orgánica evidente.
 H. ^b Humus amorfo.

A. Zona de eluviación. De color más oscuro y de proporción de arcilla inferior que el horizonte subyacente.

B. Zona de eluviación. Zona de desarrollo estructural bajo el horizonte A

C. No muestra estructura el suelo, pero en los residuales, acusará las características estructurales de la roca madre.

Solum

^a Se anteponen los números romanos (II, ect.) a las designaciones correspondientes de los horizontes para indicar mantos sucesivos de material que contraste de la superficie hacia abajo.

^b Terminología usada por guardabosques.

Figura 6.1. Perfil de suelos hipotético, mostrando las principales características y las interrelaciones de los horizontes.

entre las que están incluídas el número, color, textura y estructura; espesor, composición química y disposición relativa de los horizontes.

Todos los suelos que tienen perfiles semejantes, excepto por la textura del horizonte superficial, se agrupan reuniéndolos en una *serie de suelos*, dándole un nombre. Estos nombres se toman usualmente de la localidad donde se encontró por primera vez el suelo. Ordinariamente, el nombre de la serie se modifica después con términos que indican la textura de la superficie del suelo determinada con un diagrama de clasificación triangular (fig. 1.14). Las características ingenieriles de un perfil de suelos, se determinan principalmente por la textura, plasticidad, espesor, y características de drenaje de los horizontes. Varias series pedológicas diferentes pueden tener propiedades ingenieriles semejantes. La Eoología ha sido muy utilizada por agrónomos y en grado considerable por los

ingenieros de caminos y de aeropuertos. Debido a las correlaciones de la con el comportamiento de las cimentaciones poco profundas, con la posición del agua freática, y con el funcionamiento de fosas sépticas, la también entra cada vez más en la planificación del uso de la tierra; además, como la clasificación pedológica de un suelo incluye una descripción del material original, el ingeniero especialista en cimentaciones puede obtener de esa descripción, información general útil respecto a la naturaleza de los suelos en una localidad con la que no esté familiarizado.

En los Estados Unidos, la mayor parte de la información pedológica está contenida en los informes de levantamientos de suelos de los condados, que han sido publicados por el Departamento de Agricultura de los E. U., desde principios de siglo. Sin embargo, solamente los informes publicados desde 1940, pueden tomarse como información muy precisa. En estos in-

formas se incluyen descripciones detalladas del perfil del suelo y de la geología de cada serie de suelos en el condado, y un mapa a la escala de 1 pulgada = 1 milla, o mayor, indicando las fronteras de cada serie de suelos. La mayor parte de los informes publicados desde 1960, contienen una sección sobre ingeniería y un mapa de suelos a una escala de aproximadamente 3 plg = 1 milla. También incluyen usualmente una tabulación de información de pruebas y clasificaciones técnicas, de acuerdo con los sistemas de la AASHO y el Unificado, utilizando muestras tomadas de perfiles típicos de las series de suelos más prominentes.

En la preparación de los mapas geotécnicos modernos, se utilizan fotografías aéreas para hacer los levantamientos de suelos; todos los mapas recientes hacen uso de esta metodología. La información de las fotografías, con frecuencia permite hacer una demarcación más precisa de las fronteras de las formaciones, que la que puede obtenerse con levantamientos terrestres únicamente. Además, bajo ciertas condiciones climáticas, el carácter del material de origen se revela por elementos del patrón fotográfico, que se conocen como formas geológicas, color del suelo, erosión, drenaje superficial, cubierta vegetal, pendiente, uso de la tierra y microrelieve. Con frecuencia, los elementos principales del patrón son afectados por la textura del suelo y las condiciones de humedad. Por lo tanto, cada patrón debe correlacionarse con el perfil de suelos correspondiente que se haya determinado por levantamientos en el campo, pero después de esto, pueden hacerse estudios rápidos de áreas muy grandes empleando la interpretación de fotografías aéreas.

En los E.E.U.U. pueden obtenerse fotografías aéreas verticales en dependencias gubernamentales tales como, el Departamento de Agricultura, el Servicio Geológico Nacional y el Servicio Forestal. La habilidad para interpretar fotografías desde el punto de vista de la ingeniería depende de la preparación que se tenga en geología, y geotécnica, así como del conocimiento que se tenga de las características de los depósitos de suelos naturales. En

las zonas en que no se disponga de informes geológicos, la interpretación de las fotografías aéreas proporciona un recurso para la localización de las fronteras de los suelos, para predecir las características técnicas de ciertas áreas, y para programar racionalmente la exploración de suelos y determinar los detalles de la estratigrafía.

6.2 Depósitos asociados a la glaciación

Introducción. Grandes glaciares cubrieron gran parte de la superficie de la tierra al norte del paralelo 40. En otras regiones, la mayor parte de las montañas fueron sepultadas o parcialmente cubiertas por glaciares alpinos, aun en los trópicos. El hielo excavó, transportó y repositó rocas sueltas y suelos. Todos los materiales depositados por los glaciares reciben el nombre de *arrastres*. Los depositados fuera del hielo se llaman *detritus*. En agua del hielo fundido que también lleva sedimentos da lugar a *derrames*. La concentración del agua del hielo fundido en corrientes torrenciales de caudales variables que dependían de las temperaturas, originaron los depósitos *glaciofluviales*. En algunos casos, el agua de deshielo se embalsó entre terrenos altos y el mismo glaciar. De esta manera, se formaron lagos en los que se depositaron sedimentos conocidos como depósitos *glacio lacustres*.

Morrenas. El hielo cargado de arrastres corre continuamente hacia los bordes de todo glaciar activo. Cerca de los bordes se produce la fusión, y el arrastre se concentra, y parte del mismo se fija en el terreno congelado. Esta parte constituye la *morrena de fondo*. Está formada por detritus de composición errática. Se deposita una pequeña cantidad de material en forma de morrena de fondo cuando está aumentando el espesor de la lámina de hielo, y una cantidad mayor cuando está disminuyendo. Cuando el espesor del glaciar ha sufrido alternativas de crecimiento y contracción, puede haber varios mantos diferentes de detritus. La fig. 6.2 representa una sección transversal en una parte del centro de Chicago, en el que cuando menos hay tres morrenas de fondo sucesivas.

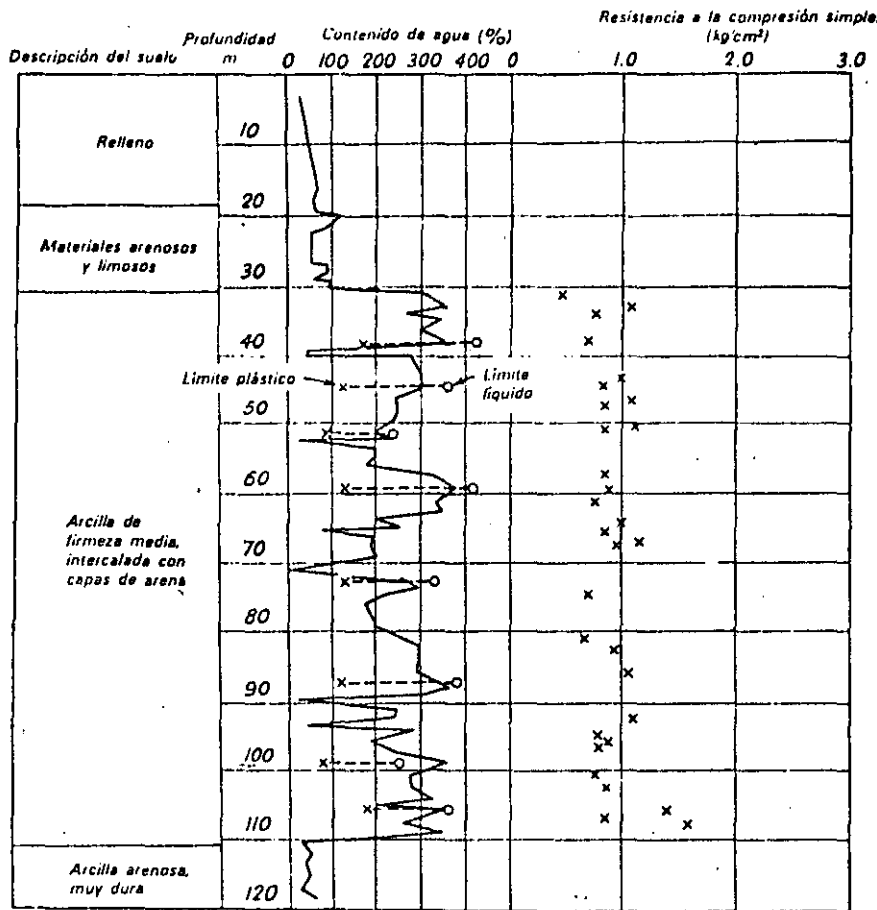


FIGURA 6.17. Variaciones de contenidos de agua, de los Límites de Atterberg, y de la resistencia a la compresión simple de muestras de un sondeo en el centro de la Ciudad de México (según Zeevaert, 1949).

6.3 Depósitos eólicos

Introducción. Intimamente relacionados con los depósitos glaciales, especialmente en las cercanías de las vías principales de los glaciares y zonas de derrames, están los depósitos de arena y limo clasificados por el viento. El arrastre del viento a través de las grandes áreas cubiertas de arena, ya sean llanuras de derrames, playas, llanuras de inundación de ríos anchos o aún llanuras de desierto, se lleva la arena y las partículas del tamaño del limo, pero deja la grava. Los granos de arena ruedan unos sobre otros o saltan pequeñas distancias en el aire y se amontonan para formar médanos, mientras que las partículas del tamaño del limo son llevadas lejos.

Arenas de médano. Las arenas de médano se encuentran clasificadas entre las formaciones naturales más homogéneas. El proceso de selección del viento clasifica la arena en conjuntos de tamaño muy uniforme. Generalmente, la arena se va haciendo más fina al aumentar la distancia desde su origen. Si proviene de un depósito formado en un valle glaciofluvial, la mayor parte de la arena permanece en el valle y los depósitos altos adyacentes se componen predominantemente de partículas de limo (loes). Las curvas granulométricas de varios suelos acarreados por el viento se muestran en la fig. 6.20. En la zona de transición de la arena muy fina, entre la arena de médano y el loes, se han encontrado depósitos extremadamente sueltos. En la fig. 6.19, se

Tabla 6.3 Propiedades Índice y Clasificación Ingenieril de Depósitos Eólicos Representativos

Tipo de Suelo y Localización	w_L	I_P	$\gamma_{m\acute{a}s}$ (kg/m ³)	$w_{\acute{d}pt}$ (%)	Clasificación AASHO	Clasificación Unificada
1. Arena fina de Plainfield, Pulaski Co. Ind.	—	NP*	1710	10	A-3(0)	SP
2. Arena fina de Valentine, Hall Co. Neb.	—	NP	—	—	A-3(0)	SP-SM
3. Lama de Colby, Dundy Co., Neb.	24	3	—	—	A-4(1)	ML
4. Lama limosa, Clairborne Co., Miss.	27	4	1730	16	A-4(3)	ML
5. Lama limosa, Walla Walla Co. Wash.	30	6	1680	18	A-4(6)	ML
6. La limosa de Muscatine, Livingston Co., Ill.	30	10	1790	16	A-4(9)	CL
7. Lama arcillo limosa de Marshall, Washington Co., Neb.	42	18	1710	19	A-7-6(20)	CL

*NP = No plástico.

muestran los resultados de las pruebas de penetración estándar en uno de esos lugares situado en Denver. La distribución granulométrica correspondiente, es la curva 8 de la fig. 6.20.

Loes. El tamaño de las partículas de los limos arrastrados por el viento que forman un depósito de loes, disminuye de manera general al aumentar la distancia de su fuente de origen. Sin embargo, los depósitos de loes son usualmente bastante uniformes. Su cohesión se debe en parte a la precipitación de sustancias químicas o de coloides disueltos por el agua de las lluvias de la zona meteorizada superior y en parte a la presencia de los recubrimientos de arcilla de las partículas de limo. Por lo tanto, la cohesión puede variar mucho de lugar a lugar. Los depósitos tienden a ser más gruesos y menos meteorizados y contienen menos arcilla cuando están cerca de la fuente que cuando están más alejados de ella. Además, los depósitos en el occidente de los Estados Unidos, donde la lluvia es poca, usualmente contienen más arena y menos arcilla que los de las regiones más húmedas de los estados del Centro-Este. La tabla 6.3 proporciona las propiedades índice y clasificaciones ingenieriles, de siete depósitos superficiales representativos de

loes y arenas formados por el viento, identificados por el tipo pedológico desarrollado en ellos. Las curvas granulométricas correspondientes se muestran en la fig. 6.20.

A menos que el depósito se encuentre muy meteorizado, el loes tiene una gran porosidad (de 50 a 60%) y un peso volumétrico natural muy bajo. También presenta la tendencia a tener planos de crucero verticales naturales y una estructura tubular formada por las que en otro tiempo fueron raíces. La estructura natural del loes puede alterarse mucho por el muestreo, y es difícil obtener por medio de sondeos muestras que no se hayan alterado. La estructura puede sufrir un colapso total o parcial al remojarse. Por lo tanto, los sondeos deben hacerse sin agua. Las curvas de carga-asentamiento de la fig. 6.21, muestran que la unión entre las partículas puede romperse bruscamente cuando se aplica una carga crítica. Muestran también el efecto del humedecimiento.

Las fotografías aéreas de áreas con capas gruesas de loes tienden a presentar coloridos claros, alterados solamente por la vegetación, y sistemas de drenaje con gargantas en forma de U, paralelas entre sí, que entran a los cauces principales en ángulo casi recto. Estas características se ilus-

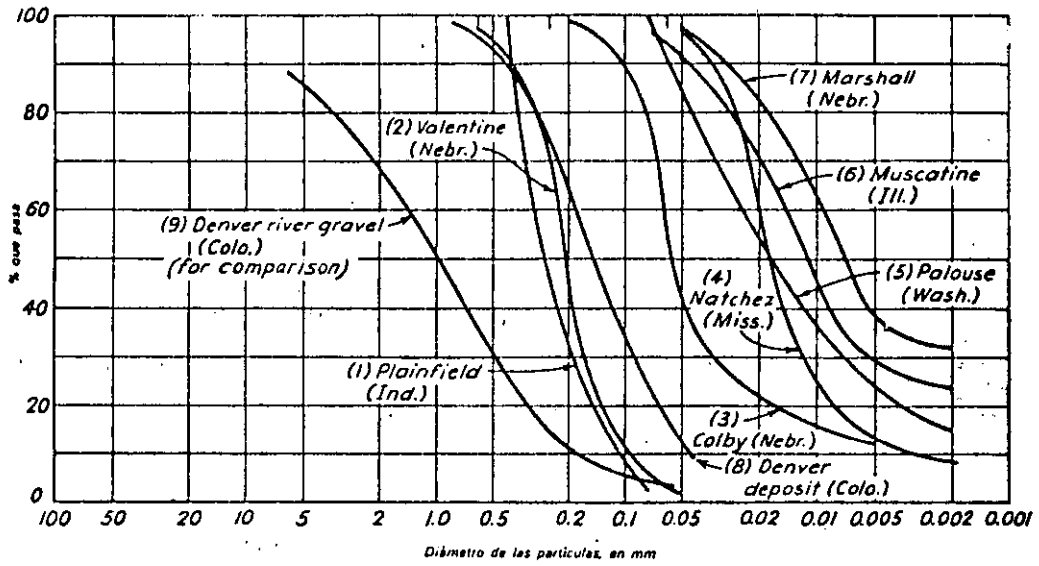


Figura 6. 20. Curvas granulométricas de depósitos eólicos. Arena de médano en Indiana (1); Nebraska central (2). Loes arenoso en Nebraska occidente (3). Loes limoso en oeste de Mississippi (4). Washigton sudoriental (5). Loes arcilloso en Illinois central (6), Nebraska oriental (7). Transición de arena de médano a loes en Colorado Oriental (8). Grava de río en Colorado oriental (9).

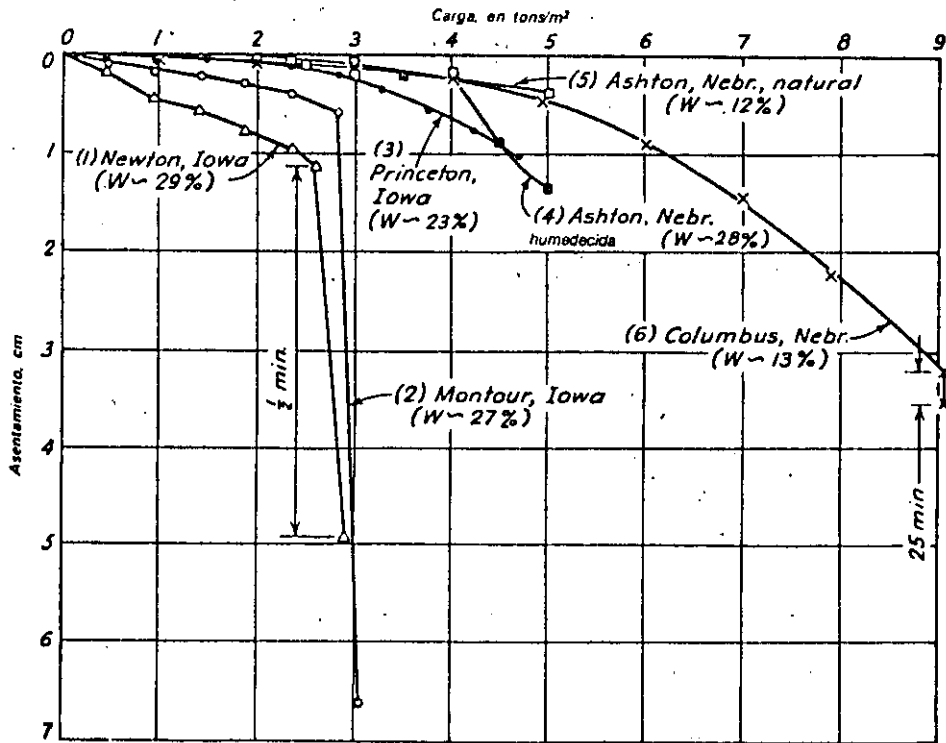


Figura 6. 21. Resultados de la prueba de carga estándar en depósitos de loes en Nebraska y Iowa.

tran en la fig. 6.22. La facultad del loes de ser estable con taludes casi verticales es una consecuencia muy conocida de sus planos naturales de crucero.

6.4. Depósitos fluviales y continentales

Depósitos en el cauce. En los tramos inferiores, una corriente sobrecargada con materia suspendida deposita el material y eleva el fondo. El agua se derrama entonces en las depresiones adyacentes y establece un nuevo cauce. Se dice que tal corriente es entrelazada, porque consiste en una serie de arroyitos que se están juntando y separando continuamente. La posición de los arroyitos cambia constantemente. El relleno depositado en cada canal tiene una compacidad relativa y una granulometría que dependen de la velocidad del flujo y del carácter de los sedimentos que alimentan al

río. Por lo tanto, la sección transversal de estos depósitos consiste en un agregado de elementos lenticulares, siendo las condiciones en cada uno de ellos bastante uniformes, pero cada uno difiere de su vecino en una forma casi imprevisible. La fig. 6.23 es una fotografía de una corriente entrelazada típica.

Los tramos superiores de las corrientes que suben por las regiones montañosas, con frecuencia descansan directamente en la roca. La superficie de la roca es probable que esté cubierta con boleo grande y fragmentos de roca algo más pequeños.

Los cambios en la elevación de las diferentes partes de la superficie de la tierra, combinados con los cambios en las condiciones climáticas, alteran el carácter del material depositado por una corriente en cualquier punto dado. En consecuencia, además de las pequeñas variaciones que se

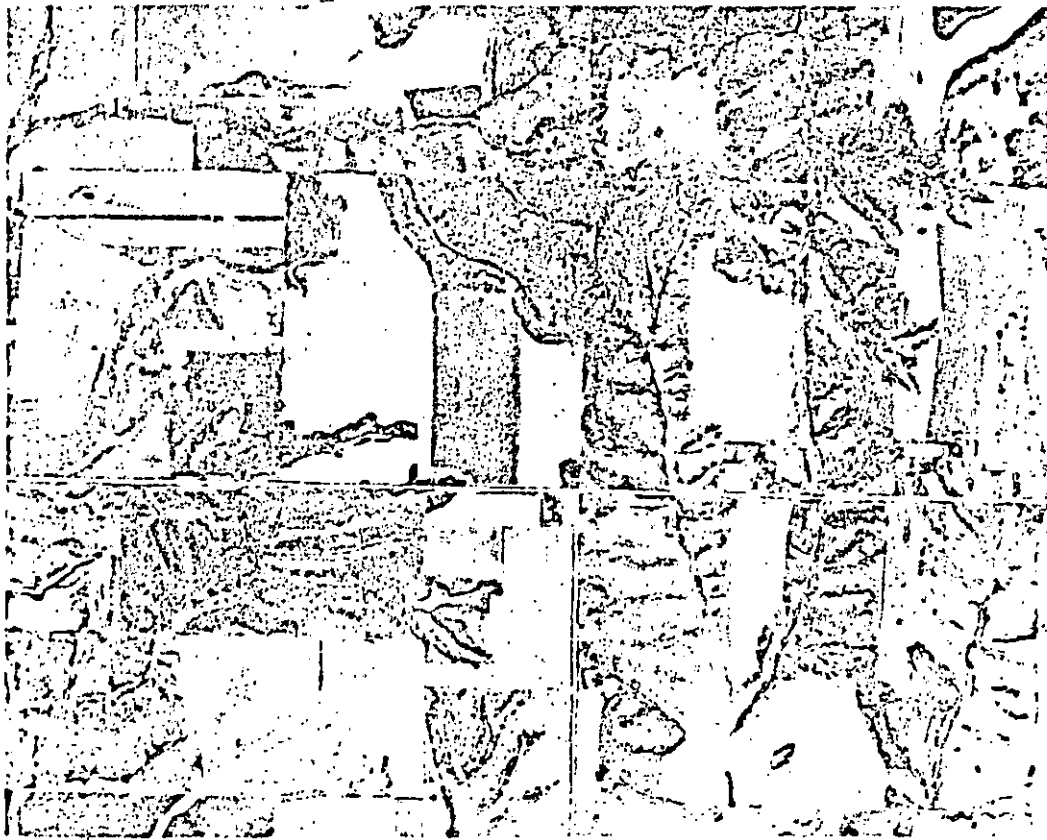


Figura 6.22. Fotografía aérea del Loes del valle de Missouri, Nebraska central (U.S. Dept. Of Agr.)

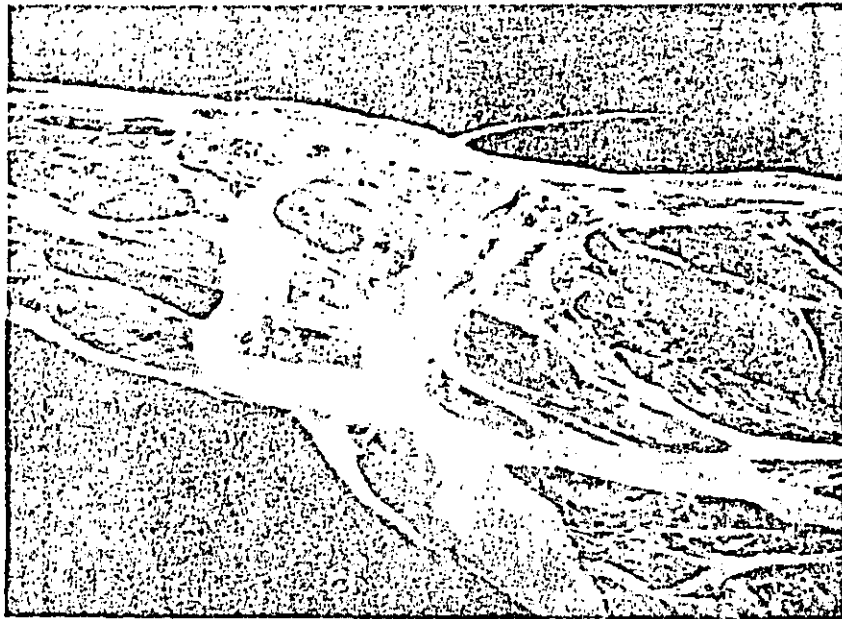


Figura 6.23. Curso de cauces entrelazados de un río.

acaban de describir, los depósitos situados debajo de los lechos de muchas corrientes presentan también grandes variaciones. Variaciones en la resistencia a la penetración de limos y arenas en el río Cedar, en Iowa, una vez que se ha abierto una salida para el agua de deshielo, se muestran en la fig. 6.24; indican los varios estratos diferentes.

Depósitos de valle. Conforme una corriente madura y entra subsecuentemente en la vejez, forma meandros a un lado y otro de su valle creando un conjunto, extremadamente complejo de recodos, de cauces abandonados, meandros rellenados, bordes naturales, y depósitos de derrame. Siempre que ocurre una avenida, el agua cargada de sedimentos se derrama en los terrenos bajos adyacentes. La arena y el limo grueso se depositan cerca del cauce y forman bordos conocidos con el nombre de barrotes. Los limos más finos y las arcillas van a dar más lejos en la llanura de inundación donde se asientan con diferente rapidez y se segregan o clasifican. Por lo tanto, los depósitos que provienen de avenidas sucesivas tienen un carácter laminar. Usualmente, consisten predominantemente de arena muy fina y limo con capas delgadas de arena fina o ar-

cilla. Aunque los depósitos de llanura de inundación pueden ser bastante uniformes en dirección horizontal, cambian verticalmente en forma errática, como se muestra en la fig. 6.25. Su permeabilidad en dirección horizontal es grande, en comparación con la vertical.

Los materiales más finos van a dar a los cauces abandonados, meandros y zonas de derrames adyacentes a las orillas; allí se depositan en un ambiente lacustre de poca profundidad y se mezclan con materia orgánica de vegetación pantanosa. Estos depósitos generalmente tienen humedades naturales elevadas y son mucho más plásticos y compresibles que los depósitos de las llanuras de inundación y de los barrotes. Así, las diferencias de asentamiento pueden ser grandes. La complejidad de estos depósitos en el valle inferior del Mississippi se ilustra en los croquis del área del lago Chicot (fig. 6.26). Las fotografías aéreas son extremadamente útiles para delinear los diferentes tipos de depósitos de valle.

Depósitos de delta. Cuando el agua de una corriente cargada de sedimentos entra a un lago o al mar, experimenta una disminución brusca de velocidad y arroja sus sedimentos. La estructura de un delta for-

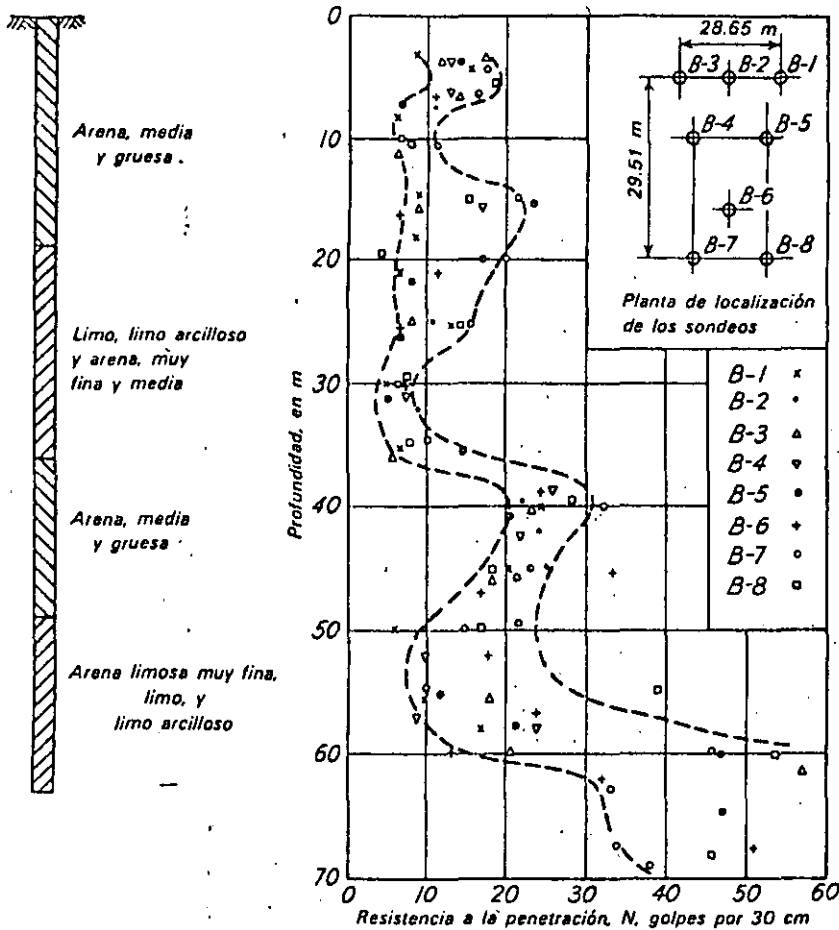


Figura 6.24. Variaciones en la resistencia a la penetración de arenas y limos en el valle del Río Cedar, Cedar Rapids, Iowa.

mado bajo estas condiciones es sencilla, pero existe la probabilidad de muchas variaciones locales, debido a que la carga de la corriente depende del clima, y a que las corrientes en la playa cambian continuamente. En la fig. 6.27, se muestran las variaciones de permeabilidad de un depósito de delta formado durante la época glacial, cerca de Chicopee, Mass. En contraste con la naturaleza granular de este depósito, muchos de los deltas costeros del mundo están compuestos principalmente de sedimentos compresibles de grano fino, mezclados con materia orgánica.

Depósitos continentales. Grandes áreas del oeste de los Estados Unidos están cubiertas por depósitos hasta de varios cientos de

metros de espesor, acumulados principalmente por la acción de corrientes y ríos, Las Grandes Llanuras fueron formadas por ríos que corrían al este de las Montañas Rocallosas. La estructura de los depósitos, a menudo errática, refleja el carácter entrelazado de las corrientes.

Depósitos semejantes que provienen de las Rocallosas y de la sierra de las Cascadas llenan la región denominada Intermontane Basins y materiales de la Sierra de las Cascadas y las sierras de la Costa del Pacífico ocupan el Valle Central de California. Con frecuencia, las corrientes que entran a estos valles semiáridos llevan agua durante periodos ocasionales de gran precipitación. Al desembocar en los bolsones, sus aguas se extienden y se desprenden de su carga

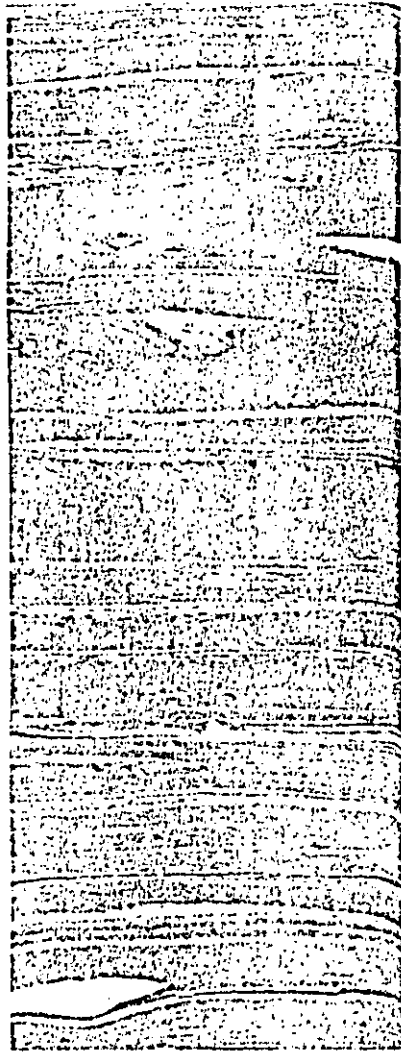


Figura 6.25. Muestra tomada con un tubo de dos pulgadas de un depósito de llanura de inundación del Río Mississippi, cerca de Baton Rouge, La.

rápido formando abanicos aluviales de estructura semejante a la de los depósitos de las corrientes entrelazadas, pero frecuentemente entremezclados con los detritos de los flujos de lodo producidos por las grandes precipitaciones. Es probable que se encuentren materiales muy gruesos cerca de las faldas de las montañas, pero al aumentar la distancia la finura aumenta. En los lagos temporales, cerca de los centros de los bolsones, se depositaron limos y arcillas de grano fino.

En las regiones áridas, los materiales granulares están con frecuencia parcialmente cementados con carbonato de calcio.

Dominan también las sales de sodio y de potasio; que pueden producir el deterioro del acero y del concreto a menos que se tomen las medidas pertinentes para evitarlo.

6.5 Depósitos orgánicos y marinos.

Pueden encontrarse acumulaciones de material altamente orgánico, en casi todos los tipos de depósito geológico, cuando las condiciones ambientales son las apropiadas. Se forman casi siempre en las depresiones, donde el nivel del agua freática está al nivel del terreno original o arriba, y donde las condiciones climáticas son favorables para el desarrollo de la vegetación acuática. Por lo tanto, se encuentran con frecuencia en las regiones afectadas por los glaciares, en las zonas costeras, y en los valles de los ríos en las regiones templadas y frías. En las regiones tropicales se presentan principalmente en las zonas costeras.

Las acumulaciones orgánicas, como la turba u otras similares pueden variar en profundidad, de unos cuantos centímetros a varias decenas de metros. Sus humedades naturales superan fácilmente el 100 por ciento. Son muy compresibles. Por lo tanto, siempre que sea posible, deben evitarse como materiales de cimentación.

El efecto de las olas y de las corrientes costeras en los lagos y océanos forma depósitos de playa y de costa, principalmente de arena y de grava. Estos depósitos pueden ser de granos de tamaño relativamente uniforme y de compactación moderada a alta. Resultados de pruebas de penetración estándar en los depósitos arenosos de las costas en el extremo sur del Lago Michigan se muestran en la fig. 6.28

Por otra parte, si las líneas de la costa han fluctuado debido a los cambios en el nivel del agua, los depósitos de arena pueden alternar en forma errática con limos orgánicos y turbas. Estas formaciones se conocen con el nombre de depósitos costeros compuestos. El que se ilustra en la fig. 6.29, está situado cerca de la desembocadura del río Milwaukee, en Wisconsin.

6.6 Mantos de roca sana.

Defectos de las rocas. Los mantos de roca sana rara vez presentan dificultades.

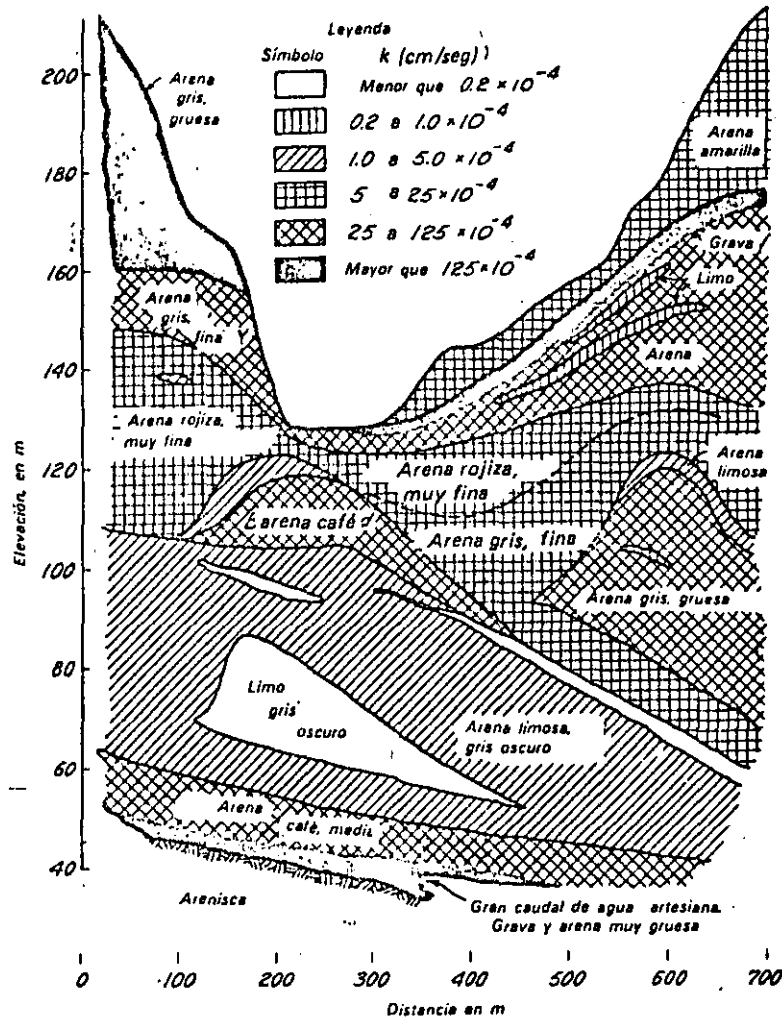


Figura 6.27. Perfil de permeabilidad del depósito glacial deltaico cerca de Chicopee, Mass. (según Tersaghi, 1929).

tades de proyecto o de construcción en las cimentaciones, excepto cuando deben quitarse. En algunos casos, sin embargo, es necesario considerar discontinuidades o defectos. Por ejemplo, algunas calizas están compuestas principalmente de una mezcla de esqueletos fósiles, como corales, crinoides, algas, y conchas. Frecuentemente, los fragmentos fósiles están depositados formando agregados sueltos, son suaves y están mal cementados. En consecuencia, aún los depósitos no meteorizados son muy permeables y se trituran fácilmente cuando se sujetan a cargas pesadas.

En general, los defectos de las rocas con los que tiene que ver el ingeniero especialista en cimentaciones quedan dentro de tres

categorías principales: planos de sedimentación y juntas, fallas y zonas de deformación por cortante y zonas de disolución.

Planos de sedimentación y juntas. Los planos de sedimentación aparecen en las rocas sedimentarias; las juntas se encuentran en rocas de todos los tipos. En su actitud original, los planos de sedimentación eran casi horizontales, pero los plegamientos y otras alteraciones tectónicas pueden haberlos cambiado radicalmente (fig. 6.30). Las juntas se presentan formando varios conjuntos, dentro de los cuales pueden ser más o menos paralelas. Pueden ser abiertas, cerradas, o estar rellenas con depósitos minerales secundarios. En las

* También se conocen como *diposiciones*.

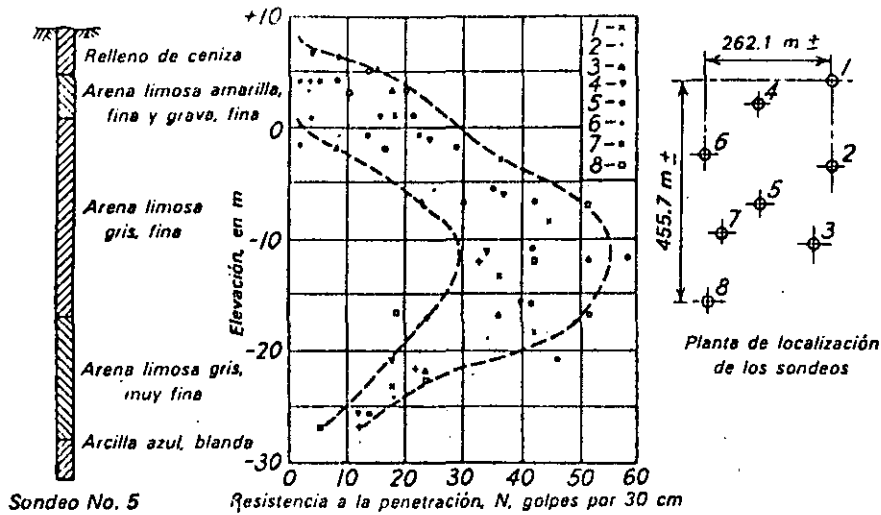
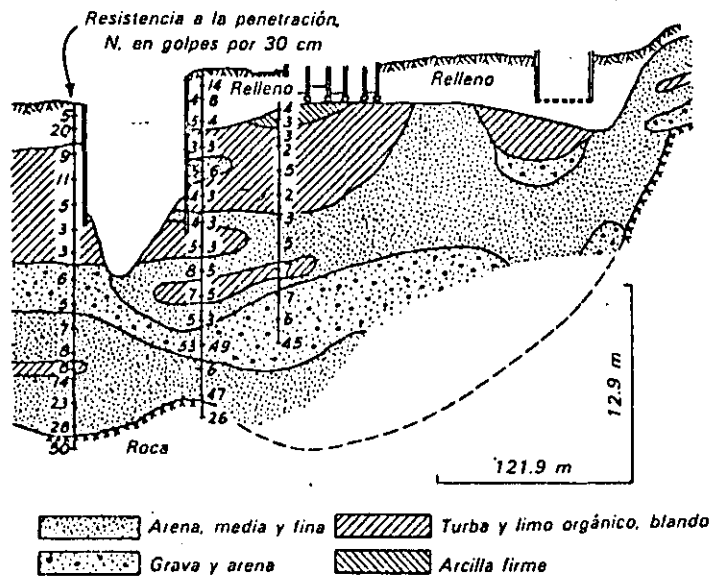


Figura 6.28. Resultados de las pruebas de penetración estándar en los depósitos de playa arenosa en el extremo sur del Lago Michigan.



rocas sedimentarias, un conjunto de juntas puede coincidir con los planos de sedimentación.

La compresibilidad y la resistencia de una masa de roca, en contraste con las muestras intactas de roca sana, dependen principalmente de la separación y número de juntas. Por lo tanto, en las características de las masas de rocas debe tomarse en

cuenta el sistema de juntas. El indicador que más se usa para conocer el comportamiento probable en general de las masas de roca, es el R.Q.D. (Rock Quality Designation) (art. 5.3). Con la tabla 5.2 puede adquirirse un criterio para juzgar la calidad de la roca. Con la experiencia o por medio de las correlaciones oportunas, puede estimarse el RQD en corazones de



Figura 6.30. Roca sedimentaria plegada, autopista de Nueva York.

otro tamaño que no sea el NX, o en las superficies expuestas de roca fresca.

~~Las recuperaciones de 90 por ciento o más, se consideran altas y usualmente se toman como indicación de roca buena. Sin embargo, la recuperación puede ser elevada en rocas con juntas muy próximas, que bajo el efecto de las cargas pesadas, pueden ser inconvenientemente compresibles.~~

Como usualmente las rocas de bajo RQD son más fuertes y menos compresibles que la mayor parte de los suelos, solamente las estructuras extraordinariamente pesadas requieren tomar en cuenta la compresibilidad de la roca sobre la que se van a cimentar. Por otra parte, como las juntas representan superficies de debilidad a lo largo de las cuales ha quedado reducida la resistencia de la roca, la presencia de estos detalles requiere atención cuando están muy inclinadas en un talud o en una excavación. La meteorización a lo largo de las superficies de las juntas puede rellenarlas

de arcilla y la resistencia al esfuerzo cortante puede ser muy baja.

Fallas y zonas de deformación por cortante. La mayor parte de las rocas ha sufrido alteraciones tectónicas que les han producido plegamientos y localmente dislocaciones, donde un elemento de la masa de roca se ha desalojado apreciablemente con respecto a otra. Dentro de la zona de dislocación, la roca puede haberse pulverizado, puede conservar fragmentos de roca intacta, puede estar astillada o finamente cortada. Es probable que estas zonas sean o hayan sido más permeables que la roca que las rodea; la circulación de las aguas subterráneas puede haber producido una fracturación mayor en la roca, facilitando la meteorización química, o bien, haber recementado los fragmentos convirtiendo la roca en una masa intacta y fuerte. Pocas fallas son activas en el sentido geológico, pero la presencia de fallas y zonas de deformación por cortante merece estudiarse, debido a la gran probabilidad de que puedan contener suelo débil y compresible, en contraste con la roca vecina. La pedacería en las fallas y la roca muy frac-

turada, frecuentemente contienen productos de alteración como montmorilonita, clorita y serpentina.

Aun los pliegues pequeños pueden producir deslizamiento o distorsiones a lo largo de los planos de sedimentación, comparables, por su origen, a la distorsión horizontal que se produce en el eje neutro de una viga. El deslizamiento puede crear capas delgadas de material, comparables a la pedacera de las fallas, con numerosas superficies de deslizamiento. Los materiales frecuentemente se alteran convirtiéndose en arcillas muy plásticas. Los materiales de estas capas, conocidos como *milonitas*, pueden extenderse más o menos continuamente sobre grandes áreas. Como representan superficies a lo largo de las cuales han ocurrido deslizamientos, su

resistencia al esfuerzo cortante puede ser excepcionalmente baja.

Zonas de disolución. Para el ingeniero especialista en *Sectencia*, los defectos que dominan en importancia son los asociados a la disolución, especialmente en las calizas y en las dolomitas. El agua subterránea al circular en el sistema de juntas puede haber eliminado los elementos solubles de la roca adyacente, aumentando las dimensiones de las juntas, y dejado atrás un residuo insoluble de arcilla limosa blanda. En las intersecciones, especialmente de las juntas de los planos de sedimentación con los de otros sistemas, la disolución puede haberse extendido lateralmente para formar cavernas o cuevas. Algunas de estas formas puede haber durado hasta la actualidad,

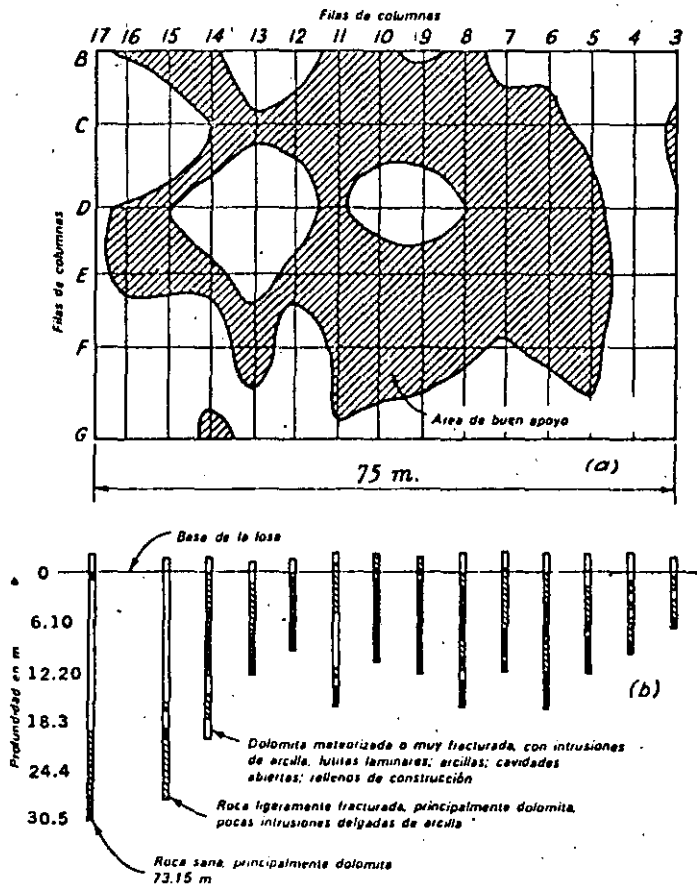


Figura 6.31. Formas geológicas de disolución en dolomita. a) Vista en planta. b) Perfil obtenido de los sondeos.

mientras que otras pueden haber sufrido colapso para formar cenotes o torcas, llenos de una mezcla de bloques de roca, residuo de arcilla, y materiales superficiales. A esta topografía se le llama *cárstica*. La fig. 6.31 ilustra las formas de disolución en el lugar de construcción de una planta termoeléctrica de vapor sobre dolomita. El plano (fig. 6.31a) muestra el grado de apoyo que proporciona la roca a una losa de cimentación fuertemente reforzada para salvar las zonas débiles. Los detalles de la información dada por los sondeos en la roca se muestran en una sección transversal (fig. 6.31b).

La extensión y grado de continuidad de las formas de disolución se investigan comúnmente por medio de sondeos en los que se obtengan corazonces, combinados con el uso de perforadoras neumáticas. Aunque no se recuperen muestras en la perforación neumática, la rapidez con que baja la broca indica cuando están penetrando en roca o en una caverna; usualmente no es posible distinguir entre las cavernas llenas de arcilla, de agua, o las vacías. Los registros de perforación de los barrenos y los resultados de otras investigaciones geofísicas pueden ser útiles y justificarse en los proyectos complejos.

Como las calizas y las dolomitas son poco solubles, las soluciones activas en la actualidad rara vez producen una ampliación apreciable de las cavernas. Sin embargo, de cuando en cuando, los techos de las cavernas actuales quedan sujetos a esfuerzos excesivos y sufren colapso. Por lo tanto, siempre se justifican precauciones cuando exista esta posibilidad. Por otra parte, los fenómenos de disolución en la roca de sal, y, en menor grado, en yeso, pueden desarrollarse con suficiente rapidez para poner en peligro las cimentaciones de las estructuras durante su vida útil. La extracción comercial de sal por disolución ha dado lugar a grandes asentamiento e incluso a la formación de cenotes.

6.7. Roca meteorizada y suelo residual

Detalles importantes. La meteorización mecánica asociada a cambios abruptos de temperatura produce productos finales como son:

bloques angulares, cantos, grava, arena, y aun polvo de roca del tamaño de la arcilla. Los componentes minerales de estos productos son exactamente como los de la roca original. La decisión principal que debe tomar el ingeniero es la profundidad que debe darse a la cimentación. La profundidad a que se encuentra el manto de roca intacta es difícil de precisar debido a que, al aumentar la profundidad, el tamaño de los bloques del material residual se aproxima al de los bloques del manto de roca, establecido por la separación de las juntas. Para apoyar la mayor parte de las estructuras ordinarias, la parte inferior de los materiales residuales puede ser completamente adecuada.

Por otra parte, la meteorización química tiene como resultado la descomposición de la roca y la formación de minerales nuevos. De gran importancia son la profundidad y la naturaleza de la transición del material meteorizado al manto de roca sana y las propiedades ingenieriles de los mismos materiales residuales. Estas consideraciones se estudian detalladamente en el resto de este artículo.

Transición de los materiales residuales al manto de roca sana. La naturaleza de los depósitos residuales y el carácter de la transición entre éstos y el manto de roca sana, depende en gran parte de la solubilidad de la roca madre.

Por ejemplo, muchas calizas son CaCO_3 , casi puro, que disuelve y se lleva el agua subterránea. El suelo residual consiste en impurezas insolubles que quedan directamente encima de la caliza que no se ha disuelto. De esta manera, el contacto es definido, de suelo residual a roca sin meteorizar, sin transición. Sin embargo, es probable que el contacto sea muy irregular, debido a que la disolución de la caliza ocurre de preferencia a lo largo de las juntas. En algunos casos, la superficie del manto de roca es tan irregular, que se le clasifica como *pinaculosa*. En la fig. 6.32, se muestra el frente de una excavación en Georgia. Muestra no sólo la superficie irregular, sino la presencia ocasional de boleo no meteorizado en el residuo; tales boleos son restos de grandes bloques que una vez estuvieron rodeados por juntas des-



Figura 6.32. Superficie de roca en pináculos, en una excavación en Georgia.

de las cuales avanzó la disolución. La superficie irregular del manto de roca en los terrenos de caliza y dolomita es complicada frecuentemente por las formas de colapso descritas en el art. 6.6.

En contraste, los componentes de las rocas débilmente solubles pueden permanecer en su lugar durante la meteorización. En los trópicos, donde la meteorización química adquiere mayor intensidad, el perfil de meteorización (art. 6.1) consiste con frecuencia de una zona superior arcillosa de unos cuantos metros de gruesa, sobre una zona arenosa o limosa, que a su vez pasa a través de una transición muy irregular a la roca meteorizada, y finalmente, a la roca sana. Frecuentemente, la roca meteorizada tiene la apariencia del manto de roca madre, con detalles tan característicos, como restos de juntas, diques o esquistosidades. Los suelos que tienen los restos de estos detalles se llaman *aprolitos*. Los espesores de cada miembro del perfil varían mucho de uno a otro sitio, debido a la complejidad de las interrelaciones entre los factores que controlan la formación de los suelos. Además, en un lugar dado puede haber grandes diferencias

en la profundidad y espesor de la roca alterada, dentro de distancias laterales de solamente unos cuantos metros. Estas diferencias provienen de las de litología, como la presencia de un dique, de un contacto, o debido a diferencias en el grado de fisuración o magnitud de las zonas de distorsión por cortante. Estos últimos detalles, aumentan la permeabilidad y la profundidad a la que llega el efecto de la meteorización.

Características ingenieriles de los suelos residuales. El residuo de la disolución y meteorización de las calizas y dolomitas es característicamente rojo y comúnmente se le conoce con el nombre de *tierra roja*. Exactamente arriba del preciso contacto del lecho de roca, y especialmente entre los pináculos de roca, puede tener las propiedades de una arcilla plástica normalmente consolidada, con humedad cercana a la del límite líquido. A niveles superiores, a causa de la desecación, la arcilla puede estar más dura. Estas condiciones se ilustran en la fig. 6.33. Estas arcillas débiles, compresibles, si quedan debajo de una estructura pesada pueden ser la causa de grandes

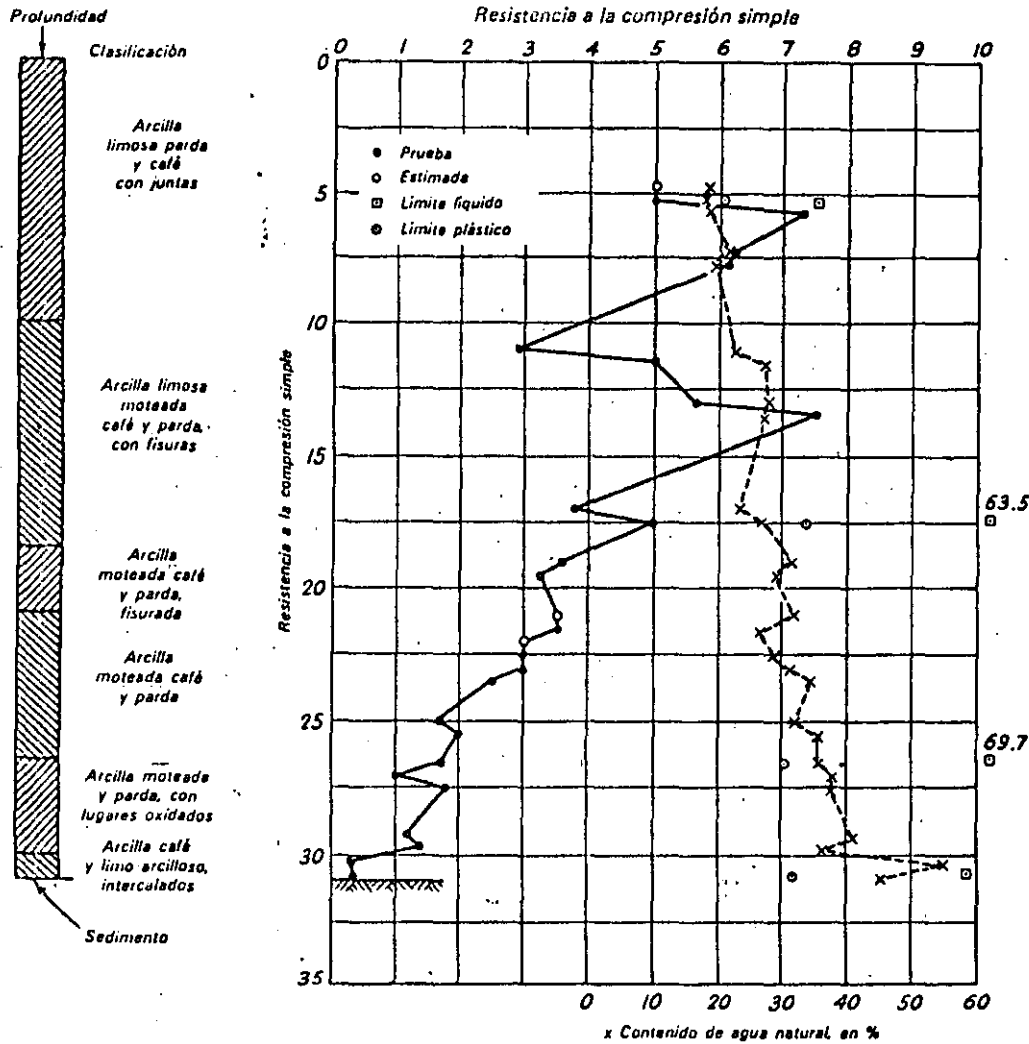


FIGURA 6.33. Variaciones de humedad y de resistencia a la compresión simple de una arcilla residual sobre caliza.

asentamientos irregulares, y cuando se encuentre tierra roja debe sospecharse siempre su presencia.

Los suelos residuales que no provienen de las rocas solubles presentan una estructura saprolítica. La fig. 6.34 muestra un corte en un camino a través de un enjambre de diques en rocas volcánicas en la isla de Oahu. La estructura de la roca madre se ha conservado, pero el corte se hizo con equipo para mover tierra. En estos suelos, las juntas y detalles de debilidad en la roca madre permanecen como debilidades y, si están localizados desfavorablemente con respecto a los límites de una excavación, pueden ser la causa de deslizamientos (fig. 6.35). Bajo

estas condiciones, los valores de c y de ϕ , obtenidos por las pruebas para determinar la resistencia al esfuerzo cortante en muestras inalteradas representativas de material intacto, no tienen significado. El factor que gobierna es que haya o no, juntas heredadas en una posición crítica.

Muchos depósitos residuales tienen la apariencia de un aluvión lleno de boleos (fig. 6.36). Sin embargo, los boleos son los restos centrales de bloques, originalmente rodeados de juntas por las que la meteorización atacó las rocas. El proceso se conoce como meteorización esferoidal. A diferencia de los boleos duros y no meteorizados que se encuentran en la tierra

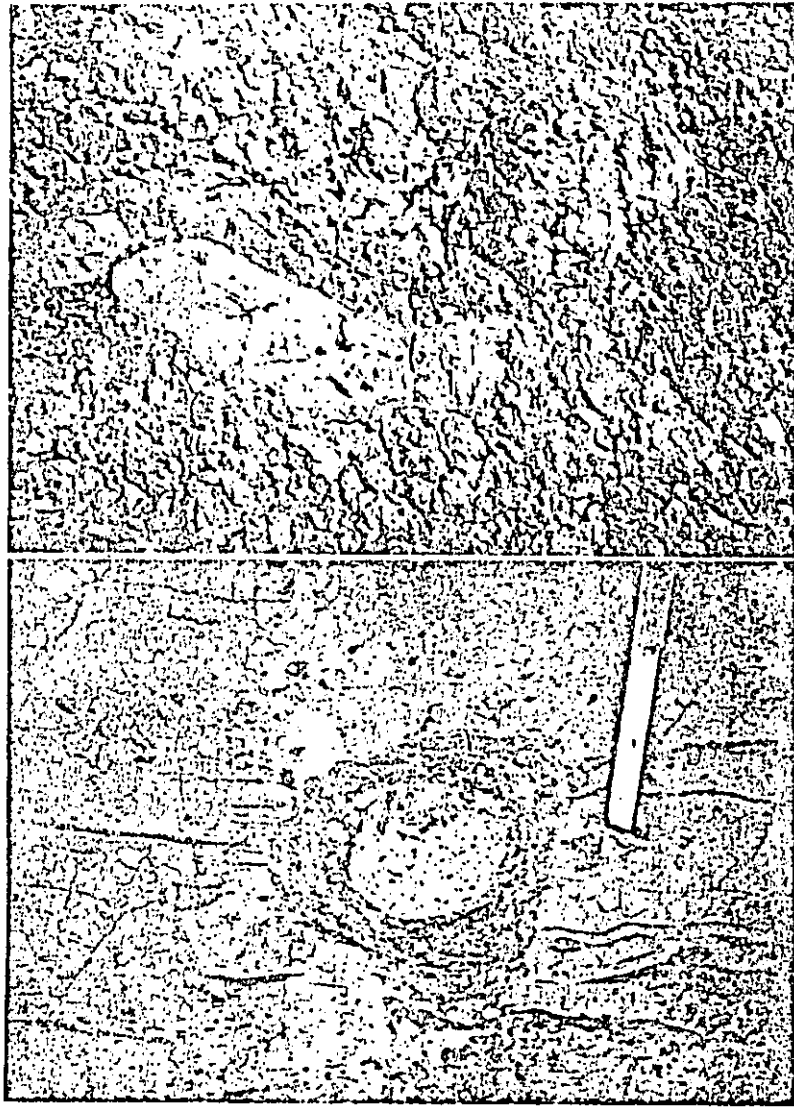


Figura 6.36. Afloramientos de suelo residual mostrando los efectos de la meteorización esferoidal.

roja, los boleos esferoidales meteorizados pueden estar casi tan descompuestos como el residuo que los rodea y, con frecuencia, pueden cortarse con un azadón. Sin embargo, algunos son más resistentes, y pueden constituir obstáculos para el hincado de pilotes.

Las propiedades índice de los suelos residuales que provienen de rocas insolubles varían con la profundidad a través de la zona de transición. La fig. 6.37 es un ejemplo de la meteorización del granito en Carolina del Norte. Debajo de la capa superior arcillosa, los suelos tienden a ser

algo más permeables que los transportados, de tamaño y plasticidad semejantes.

Laterización. La meteorización química intensa, de las regiones tropicales y subtropicales de bajo relieve con lluvias abundantes y temperaturas elevadas, produce en las regiones de buen drenaje perfiles profundos rojos muy deslavados, pardos y amarillos. Si el intemperismo ha sido lo suficientemente intenso y ha continuado lo necesario, los minerales arcillosos se descomponen, liberando su sílice que puede desaparecer por lavado. El resto de los

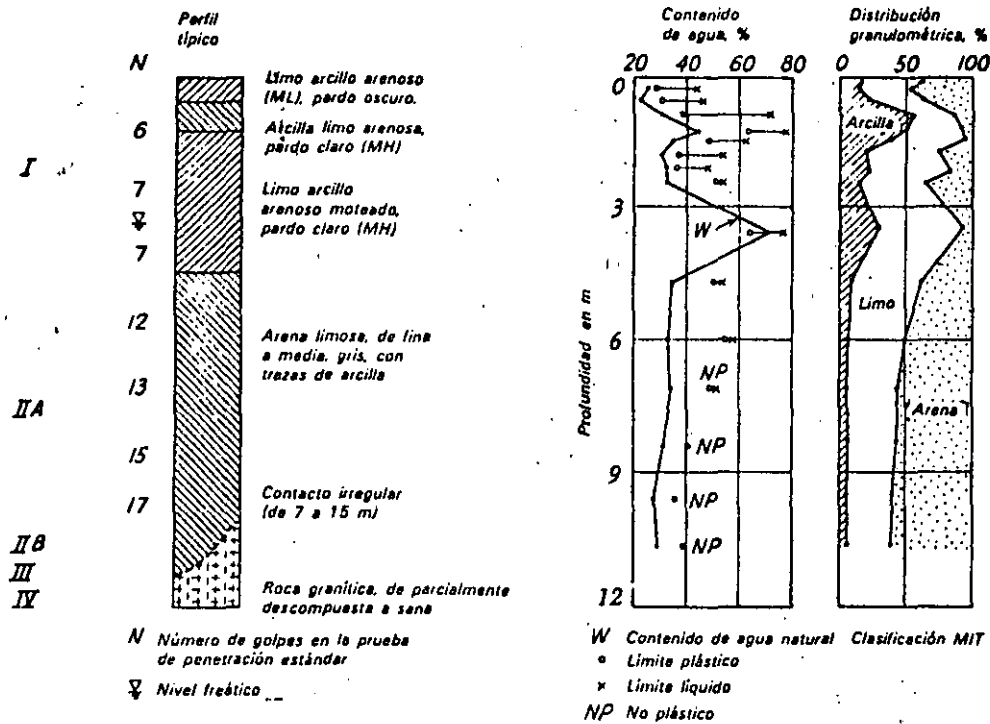


Figura 6.37. Perfil de meteorización en granito en Carolina del Norte (según Deere, 1957).

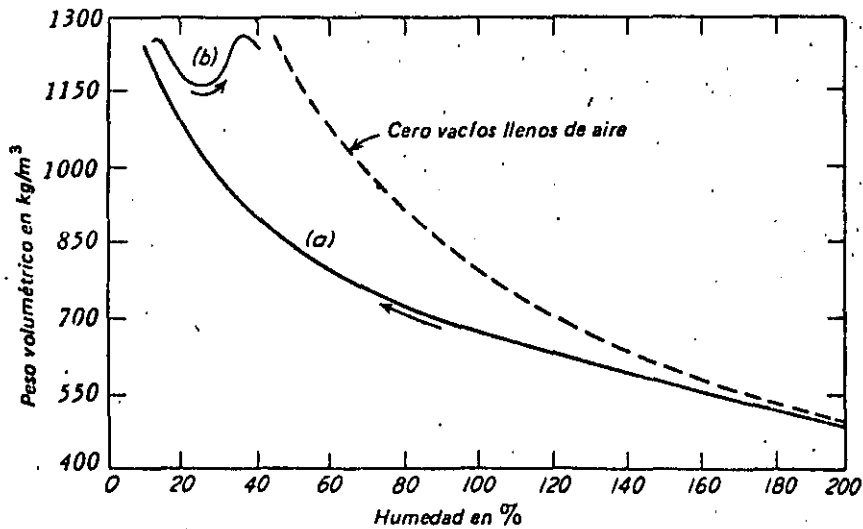


Figura 6.38. Relaciones humedad-peso volumétrico seco para un suelo Hawaiano. a) probado después de secado parcialmente a partir de su contenido de agua natural. y b) probado después de secarlo completamente al aire (según Willis, 1946).

suelos puede entonces consistir principalmente en óxido de aluminio o en óxidos hidratados de hierro. A este proceso se le conoce como *laterización*.

Todos los productos de la meteorización tropical de color rojo o rojizo tienen mucho en común, tanto con respecto al origen como a sus propiedades. Aquellos en que la relación del silicio que queda en el suelo es pequeña comparada con la cantidad de Fe_2O_3 y Al_2O_3 , frecuentemente se denominan *lateritas*, pero el término se ha usado con connotaciones tan variadas, que tiene poco significado para el ingeniero. La diferencia entre los suelos rojos tropicales meteorizados deberá basarse en sus propiedades índice, y las que posea desde el punto de vista de la ingeniería.

En las regiones continuamente húmedas, los productos finales de la laterización se caracterizan por humedades naturales muy elevadas, límites líquidos altos y cambios irreversibles al secarse. Las pruebas para su clasificación en muestras secadas al aire o en el horno pueden dar resultados radicalmente engañosos; si estos suelos no van a secarse en el campo como consecuencia de la construcción, todas las pruebas de clasificación en el laboratorio deberán ejecutarse en muestras que no se hayan secado previamente. Las curvas de compactación deberán determinarse en muestras secadas únicamente desde el contenido de agua natural hasta la humedad con que vayan a colocarse en el molde. En la fig. 6.38 se muestra la notable diferencia en la relación entre el peso volumétrico seco y el contenido de agua para un suelo de Hawaii probado de esta manera y también después de secado al aire. Si el clima es tan húmedo que la humedad de un terraplén no pueda reducirse con el empleo de los procedimientos convencionales como las pasadas de discos y arados, el terraplén tendrá que construirse con la humedad natural y puede suceder que no sea posible obtener los altos pesos volumétricos secos y resistencias que se tendrían al compactar con la humedad óptima o con un valor cercano (art. 1.6)

Por otra parte, en regiones con estaciones contrastadas en las que se aprecia el cambio de lluvias y sequías, el movimiento alternativo del agua hacia arriba y hacia

abajo, concentra el hierro y los óxidos de aluminio. Es probable que los productos de laterización bajo estas condiciones muestren humedades naturales bajas, baja plasticidad, concreciones, y horizontes cementados. Frecuentemente asociados a los suelos rojizos de los trópicos aparecen suelos de color muy oscuro (*suelos negros*). El color oscuro de estos suelos rara vez se debe a acumulaciones orgánicas, sino a la presencia de compuestos de hierro, manganeso, y titanio. Aparentemente, estos suelos se forman de las rocas básicas cuando el drenaje es malo, o algunas veces, de calizas bajo condiciones alternadas de humedad y sequía. Usualmente, presentan características en que las variaciones de volumen por contracción y expansión son muy marcadas, apareciendo en la estación seca, grietas superficiales con anchuras de 5 o más centímetros y varios centímetros de profundidad. Las grietas se cierran en la estación húmeda y se produce un suelo disparado por los levantamientos y expansiones irregulares. Estos suelos son especialmente malos como subrasantes de pavimentos o bajo cimentaciones poco profundas.

LECTURAS RECOMENDADAS

Una gran variedad de libros, artículos, y monografías de geología, de suelos, y de ingeniería tratan las características de los depósitos naturales. En la lista que se proporciona a continuación, se incluyen ejemplos de dos tipos de publicaciones. Unas que contienen información general sobre varios aspectos de la geología y la pedología. Otras con datos sobre propiedades índice y comportamiento, ingenieril de los depósitos específicos o tipos de depósitos que pueden afectar directamente a las condiciones de cimentación en un lugar dado. Puede parecer que estas últimas sean las más útiles, pero pueden resultar engañosas, a menos que el autor y el lector tengan conocimientos sobre las nociones fundamentales e implicaciones de las ciencias que tratan de la tierra.

Un artículo sobresaliente relativo a la ciencia de la tierra y a la ingeniería es el de K. Terzaghi (1955a), "*Influence of Geolo-*



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

M E C A N I C A D E S U E L O S

EXPLORACION Y MUESTREO

ING. RUBEN BENJAMIN REYES.

JUNIO , 1985.

EXPLORACION Y MUESTREO

1. INTRODUCCION

Necesidades de conocer el suelo de cimentación

2. RECONOCIMIENTO PRELIMINAR DEL LUGAR

Aspectos geológicos

3. METODOS INDIRECTOS

Geofísicos

4. METODOS DIRECTOS

Prueba de penetración

5. MUESTRAS INALTERADAS

6. MUESTRAS ALTERADAS

7. INSTRUMENTACION

8. PRUEBAS DE CAMPO

9. EQUIPO

INDICE

PRIMERA PARTE

A	INTRODUCCION	5
A.01	Alcance	5
A.02	Definiciones	5
A.02.a	Métodos indirectos	5
A.02.b	Métodos semidirectos	5
A.02.c	Métodos directos	6
A.02.c.1	Muestras representativas alteradas	6
A.02.c.2	Muestras inalteradas	6
A.02.d	Pruebas de campo	6
B	RECONOCIMIENTO	6
B.01	Recopilación de la información disponible	6
B.02	Reconocimiento geológico	7
B.03	Definición del programa de exploración	7
C	PROCEDIMIENTOS DE EXPLORACION	9
C.01	Métodos indirectos (geofísicos)	9
C.01.a	Método geosísmico de refracción	9
C.01.b	Método de resistividad eléctrica	23
C.01.c	Método de relación de caídas de potencial	28
C.02	Métodos semidirectos	29
C.02.a	Prueba de penetración a presión	34
C.02.a.1	Penetrómetro holandés	34
C.02.b	Prueba de penetración dinámica	41
C.02.b.1	Prueba de penetración Sermes	42
C.02.b.2	Prueba de penetración estándar (SPT)	47
C.03	Muestreo alterado	55
C.03.a	Métodos manuales	59
C.03.b	Muestreo a percusión	60

Esta norma se elaboró atendiendo las recomendaciones de la Comisión Técnico Consultiva de Contratos y Obras Públicas.

En la elaboración tomaron parte las Gerencias de Explotación, Inspección y Verificación de Construcción, Proyectos y Construcción, Refinación, Ventas, Marina así como el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Agradeceremos a las personas e instituciones que hagan uso de esta norma, nos comuniquen por escrito las observaciones que estimen convenientes para tomarlas en cuenta en próximas ediciones, dirigiendo su correspondencia a:

PETROLEOS MEXICANOS

Gerencia de Proyectos y Construcción

Departamento de Normas
y Especificaciones

C.04	Muestreo inalterado	60
C.04.a	Métodos manuales	60
C.04.b	Tubo de pared delgada (Shelby)	61
C.04.c	Barril tipo Denison	66
C.04.d	Muestreador Pitcher	69
C.04.e	Muestreador de pistón libre	72
C.04.f	Tubo rotatorio dentado	75
C.04.g	Barriles muestreadores	75
D	PROTECCION TRANSPORTE Y CONSERVACION DE MUESTRAS	82
D.01	Muestras representativas alteradas	82
D.02	Muestras inalteradas	82
D.03	Muestras de roca	85
	REFERENCIAS	86

EXPLORACION Y MUESTREO DE SUELOS PARA PROYECTO DE CIMENTACIONES

NORMA 2.214.05

A INTRODUCCION

A.01 Alcance*

Para diseñar la cimentación de una obra civil o una estructura de tierra, el proyectista necesita conocer la estratigrafía y propiedades del suelo; este conocimiento se obtiene a través de exploración, obtención de muestras y pruebas de laboratorio.

La exploración se lleva a cabo en tres fases: el reconocimiento superficial del lugar, la exploración preliminar y la exploración detallada incluyendo el muestreo. La exploración debe permitir obtener resultados confiables en un mínimo de tiempo y costo. La confiabilidad del estudio geotécnico que se realice depende de la de los trabajos de exploración, por tanto, éstos deben realizarse en forma cuidadosa, siguiendo métodos y normas adecuadas.

El objetivo de esta norma es fijar criterios a seguir en cada fase de la exploración.

A.02 Definiciones

A.02.a Métodos de exploración indirectos (geofísicos)

Recurren a la medición de alguna propiedad física de los suelos. Por medio de su interpretación permiten definir aproximadamente la geometría de la estratigrafía y extrapolar los resultados obtenidos por métodos directos.

A.02.b Métodos de exploración semidirectos

Consisten en realizar pruebas en el campo para estimar las propiedades de los suelos a partir de correlaciones empíricas.

* Esta norma establece métodos generales de exploración y muestreo de suelos para los casos comunes encontrados en las construcciones de Petróleos Mexicanos. No excluye el empleo de otros métodos que se consideren aceptables.

A.02.c Métodos de exploración directos

Son aquellos que obtienen muestras del suelo para someterlas a pruebas de laboratorio. Las muestras pueden ser representativas alteradas o inalteradas.

A.02.c.1 Muestras representativas alteradas

Son aquellas cuyo acomodo estructural está afectado en forma significativa por el muestreo; sirven para clasificar los suelos, hacer determinaciones de propiedades índice y para preparar especímenes compactados para pruebas de permeabilidad y mecánicas.

A.02.c.2 Muestras inalteradas

Son aquellas cuyo acomodo estructural no está afectado en forma significativa por el muestreo; se utilizan para clasificar los suelos y hacer determinaciones de propiedades índice y mecánicas. No obstante que el muestreo se realice con cuidado las muestras inalteradas sufren cambios volumétricos debidos al cambio en el estado de esfuerzos; en algunos problemas es necesario considerar este efecto.

A.02.d Pruebas de campo

Son aquellas que se realizan en el sitio para determinar directamente alguna propiedad del suelo.

B RECONOCIMIENTO**B.01 Recopilación de la información disponible**

El estudio geotécnico se debe iniciar con la recopilación de la información disponible sobre topografía, geología y comportamiento de las estructuras construidas en la zona. Se emplearán, en la forma que convenga, fotografías aéreas, planos topográficos, cartas geológicas así como datos estratigráficos y edafológicos (las instituciones mencionadas en las referencias 31, 32, 33, 34 y 35 disponen de amplia información a este respecto).

B.02 Reconocimiento geológico

Basándose en los datos obtenidos en la etapa anterior, un especialista de geotécnica deberá hacer un reconocimiento de campo. Deberá identificar las estructuras geológicas, localizar fallas, fracturas, fisuras y rellenos; clasificar las rocas y los suelos; interpretar el proceso de formación de los suelos y obtener información sobre sismología y clima de la región. También deberá observar los cortes naturales y artificiales. En algunos casos será necesario abrir pozos y zanjas y realizar perforaciones someras con equipo manual. El alcance de este reconocimiento dependerá de la importancia de la obra y de las características del subsuelo. En todos los casos se deberán proporcionar datos acerca de la accesibilidad, recursos humanos y materiales del sitio. Algunas veces basta este reconocimiento para desechar el sitio seleccionado para la obra.

B.03 Definición del programa de exploración

Teniendo en mente la información obtenida en las etapas anteriores y en función de la importancia y magnitud de la obra, se definirá el tipo de pruebas que tengan que realizarse para obtener los datos necesarios para el diseño.

Se utilizarán métodos geofísicos cuando se trate de áreas grandes porque reducen el costo de la exploración.

El programa de pruebas de penetración y muestreo se hará tomando en cuenta las recomendaciones de la Tabla 1 (ref. 1); en sitios cuya estratigrafía sea muy heterogénea, se debe incrementar el número de sondeos propuestos en la Tabla 1 para poder obtener la información necesaria. La profundidad mínima de exploración debe cubrir al menos la zona en que los esfuerzos verticales sufran un incremento de 0.1 del esfuerzo vertical impuesto por la estructura y se podrá reducir en suelos de gran resistencia o en roca sana no fisurada. La localización de los puntos para hacer las pruebas de penetración y muestreo se hará eligiendo zonas representativas o basándose en la exploración geofísica. En la cláusula F se describen los cambios al programa de exploración que se hacen necesarios en casi todos los casos.

Tabla 1. Recomendaciones para definir el programa de exploración.

Investigación para:	Número y localización de sondeos	Profundidad mínima del sondeo (d)
Sitios inexplorados de gran extensión.	$a = 0.1 A$	
Sitios con suelos blandos de gran espesor.	$30 < b < 60$ m	
Estructuras grandes cimentadas en zapatas aisladas cercanas.	$b = 15$ m y en sitios de concentraciones de cargas.	
Almacenes de gran área para cargas ligeras.	$n = 5, 4$ en las esquinas y 1 en el centro. Intermedios si son necesarios para definir la estratigrafía.	$d = 10$ m, ó hasta que el incremento en esfuerzo vertical sea menor de 0.1 del esfuerzo vertical impuesto por la estructura, ó $d = c B$ ($1 < c < 2$).
Cimentaciones rígidas aisladas con área $250 < A < 1000$ m ²	$n = 3, 2$ en el perímetro y 1 en el centro. Intermedios si son necesarios para definir la estratigrafía.	
Cimentaciones rígidas aisladas con área $A < 250$ m ²	$n = 2$ en esquinas opuestas. Intermedios, si son necesarios para definir la estratigrafía.	
Taludes.	$3 < n < 5$ en la sección crítica.	Tal que la superficie probable de falla esté por arriba del fondo del sondeo. $d = 0.5$ del ancho de la base del dique de tierra ó 1.5 de la altura para diques pequeños de concreto.
Diques y estructuras de retención de agua o líquidos.	preliminares $b = 60$ m detalle $b = 30$ m y en zonas críticas.	
Aeropuertos para tránsito ligero	$b = 30$ m en el eje de la pista. Intermedios para definir la estratigrafía.	$d = 3$ m.

- a = área tributaria máxima por sondeo, m².
 b = espaciamiento entre sondeos, m.
 n = número de sondeos.
 A = área de la cimentación, m².
 d = profundidad mínima de sondeo a partir de la profundidad de desplante de la cimentación, m.
 B = ancho de la cimentación, m.

C PROCEDIMIENTOS DE EXPLORACION

C.01 Métodos indirectos (geofísicos)

Los métodos geofísicos usados en ingeniería civil recurren a la determinación de velocidades de transmisión de ondas sísmicas y de la resistividad eléctrica del suelo, empleando para ello equipos portátiles. Estos métodos son aplicables en la exploración de áreas extensas; permiten definir la estratigrafía y por correlaciones de las velocidades o resistividades se infiere el tipo de suelo o roca en cada estrato del sitio. Para aumentar la confiabilidad de la interpretación será necesario realizar por lo menos un sondeo de correlación con obtención de muestras.

C.01.a Método geosísmico de refracción

Generalidades. Este método consiste en medir el tiempo requerido para que las ondas sísmicas viajen del punto en que se originan, mediante el impacto de un martillo pesado o una pequeña explosión, a los detectores o geófonos colocados en línea, que recogen la señal de llegada y la envían al aparato registrador.

Con el impacto o la explosión se originan ondas longitudinales (P), transversales (S) y de superficie (ondas Love y Raleigh). Las ondas longitudinales o primeras son las que se desplazan con mayor velocidad en el medio, ya sea directamente o refractadas; en la figura 1 se muestra esquemáticamente la propagación de ondas en un sitio con dos estratos paralelos, representando el tren de ondas semiesférico por los radios vectores de las mismas. Este método es aplicable sólo en medios sobre el nivel freático y cuando las velocidades en cada estrato se incrementan con la profundidad.

Equipo de refracción geosísmica. El equipo consta de tres unidades básicas: el mecanismo de generación de la onda, el conjunto de geófonos captadores y el aparato registrador (Fig. 2).

Generación de la onda. El mecanismo de generación de onda puede ser un martillo pesado, que golpea una placa asentada en la superficie y opera simultáneamente un micro-interruptor conectado al registrador para indicar el inicio de la prueba. El martillo se usa para estudios a poca pro-

fundidad (10 m). Para estudios a mayor profundidad la onda se genera con la explosión de una pequeña carga de dinamita colocada en una perforación somera (menor de un metro) con detonador instantáneo también conectado al registrador.

Geófonos. Los geófonos son dispositivos electromagnéticos que captan las oscilaciones del suelo y las transforman en señales eléctricas. Los geófonos, comúnmente empleados registran sólo la componente vertical del movimiento y tienen sensibilidad entre 5 y 100 c.p.s. (ciclos por segundo), son de construcción robusta y tienen una punta en el eje vertical para hincarse en el suelo (Fig. 3).

Aparato registrador. El registrador es un oscilógrafo, cuyos elementos sensibles son pequeños galvanómetros que vibran al recibir la señal de los geófonos. Los galvanómetros llevan adheridos pequeños espejos, en los que inciden rayos de una fuente luminosa fija y los reflejan a papel fotosensible que registra el arribo de las ondas.

El registro fotográfico tiene una escala de tiempos y registra también el inicio de la prueba. Existen oscilógrafos que registran el fenómeno en cinta magnética, pantalla luminosa o digitalmente.

Las características más importantes de los oscilógrafos para exploración geotécnica se resumen en la Tabla 2.

Tabla 2. Características de los oscilógrafos portátiles.

Disturbancia provocada con:	Registro	Fuente de poder	Número de canales	Rango de tiempos	Peso (kg)	Capacidad (m)
Cartillo	digital pantalla luminosa	pilas	1	0-10 ms	5	10
Explosivos	papel foto sensible cinta magnética	batería recargable	2 a 12	0-100 ms	10	
			12 ó más	0-1000 ms	30	100

ms = milisegundos.

En la figura 4 se muestra el registro de una prueba captado en papel fotosensible; en éste se aprecia el "ruido" provocado el viento, vehículos, maquinaria, flujo subterráneo, etc.

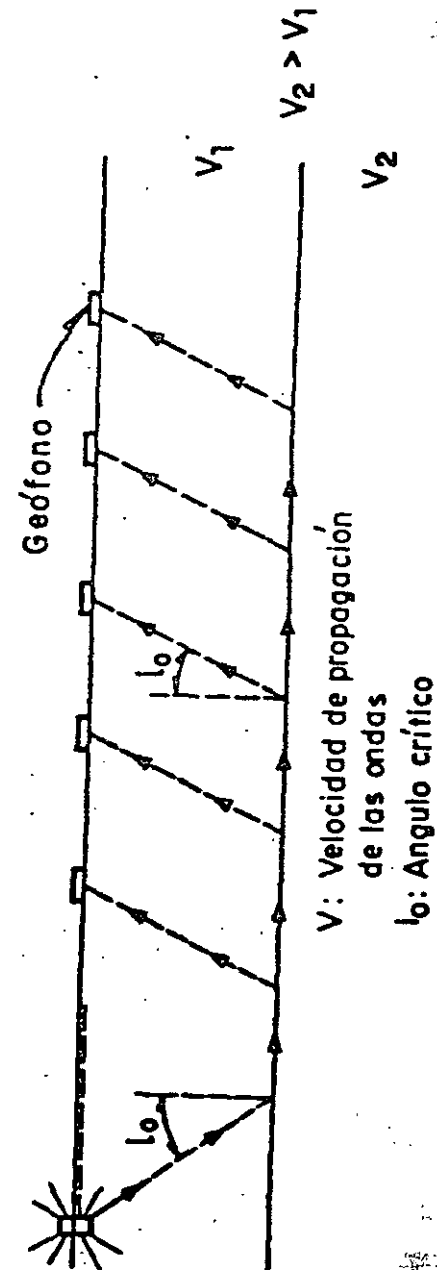


Fig 1 . Propagación de las ondas sísmicas

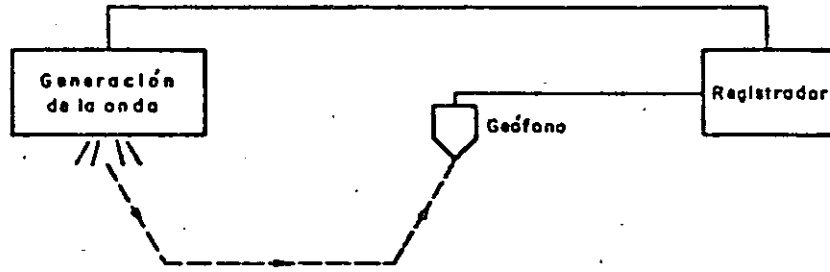


Fig 2. Esquema del equipo sismográfico

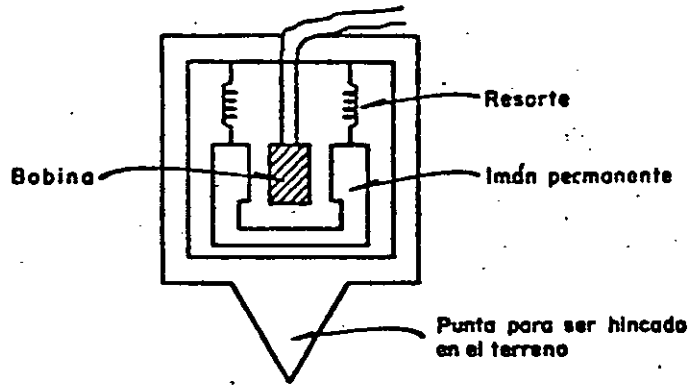


Fig 3. Esquema de un geófono tipo electromagnético

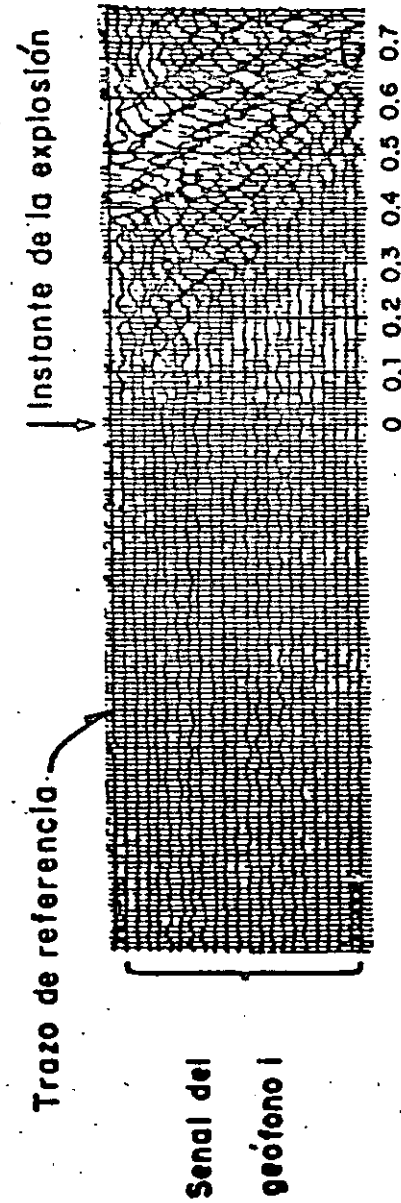


Fig 4. Registro típico de un oscilógrafo

Procedimiento de prueba. Los geófonos se hincan en el suelo a lo largo de una línea, en un extremo se genera la onda y en el opuesto se coloca el oscilógrafo. La longitud de la línea está condicionada por la profundidad a la cual interese hacer la exploración. Los geófonos se colocan equidistantes entre sí, o bien, más cercanos en el extremo en que se genera la onda; pero no a menos de 2 m y a distancias mayores en la parte más alejada, pero no a más de 20 m.

En condiciones estratigráficas simples, en que las fronteras entre estratos sean paralelas a la superficie, una sola prueba podrá dar información suficiente; en general es necesario realizar una segunda prueba, generando la onda en el otro extremo de la línea.

Se han desarrollado otras técnicas de ejecución de esta prueba (ref. 2); así, por ejemplo, para detectar una zona de menor velocidad se recomienda disponer los geófonos en forma semicircular alrededor del punto de tiro, de tal manera que las distancias sean constantes y pueda detectarse retraso en algunos geófonos. Para determinar las dimensiones y profundidad de la anomalía se hace variar el radio y/o la posición del punto de tiro. Estas anomalías pueden corresponder a zonas de baja resistencia, tubificadas, muy sueltas o con cavernas. En la figura 5 se muestra un esquema con el tendido propuesto.

Interpretación de la prueba. La interpretación de la prueba de refracción se basa en que la primera onda que arriba a un geófono se propaga directamente o bien se refracta según un ángulo crítico (i_0), figura 1, en que:

$$\text{sen } i_0 = \frac{V_1}{V_2}$$

donde:

i_0 = ángulo crítico

V_1, V_2 = velocidad de propagación de las ondas en dos estratos en contacto.

Con los datos obtenidos de la prueba se hace una gráfica tiempo-distancia o domocrónica; en las abscisas se dibujan las distancias de cada geófono al punto de tiro (d_i) y en las ordenadas los tiempos de arribo (t_i) de la onda a cada geófono; en el caso más frecuente se tienen dos de estas gráficas (generalmente se dibujan en una sola tomando como orígenes los extremos de la línea de arreglo de

los geófonos (figs. 6, 7, 8). La estratigrafía se infiere de la forma de esta gráfica y las características de los materiales de las velocidades de propagación, deducidas también de la gráfica.

Caso 1. Estratigrafía uniforme.

En la gráfica tiempo-distancia aparecen dos rectas simétricas respecto al centro de la línea de tendido (fig. 6). La velocidad del medio es igual a la tangente del ángulo formado por la vertical y la línea.

Caso 2. Estratigrafía de dos capas paralelas.

En este caso la gráfica también es simétrica pero cada prueba queda representada por dos rectas de diferente pendiente (fig. 7); las velocidades en cada estrato se calculan como en el caso anterior y el espesor del estrato superior se obtiene con la expresión

$$h = \frac{d_0}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}}$$

donde:

d_0 = distancia crítica del punto de generación de la onda al cambio de pendiente de la gráfica tiempo-distancia

Caso 3. Estratigrafía de 2 capas con contacto inclinado.

La gráfica distancia-tiempo en este caso no es simétrica (fig. 8), la velocidad del estrato superior (V_1) se determina como en los casos anteriores; la velocidad del estrato inferior (V_2) y el echado del contacto (∞) se calculan con las expresiones siguientes:

$$\infty = \frac{1}{2} \left(\text{sen}^{-1} \frac{V_1}{U_d} - \text{sen}^{-1} \frac{V_1}{U_n} \right)$$

$$V_2 = \frac{V_1}{\text{sen } i_0}$$

$$i_0 = \frac{1}{2} \left(\text{sen}^{-1} \frac{V_1}{U_d} + \text{sen}^{-1} \frac{V_1}{U_n} \right)$$

donde:

∞ = inclinación del contacto (echado).

U_n = velocidad aparente (debida al echado) del estrato inferior cuando se mide su tiempo por el contacto. Se determina de la gráfica

U_d = velocidad aparente (debida al echado) del

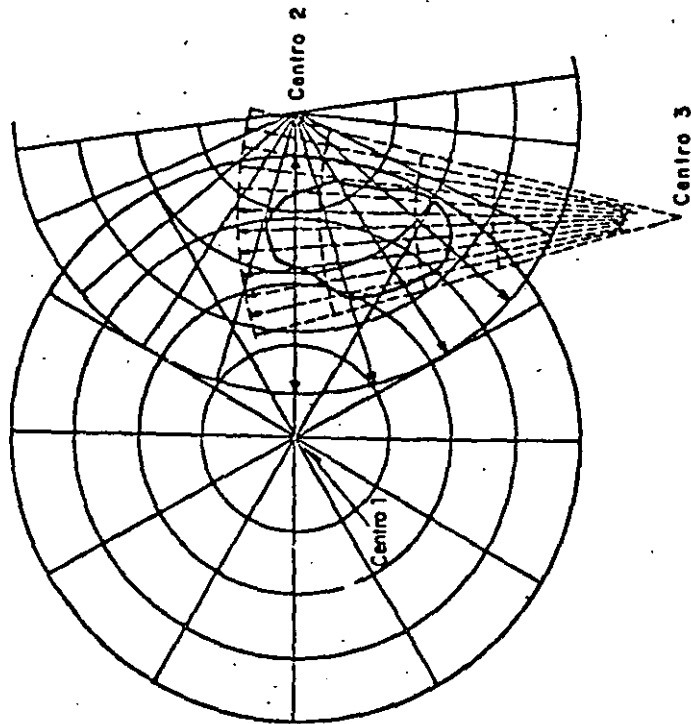


Fig 5. Disposición de tendidos para localizar una anomalía (Las flechas indican los detectores que registraron tiempos distintos y delimitan la anomalía), (ref 2)

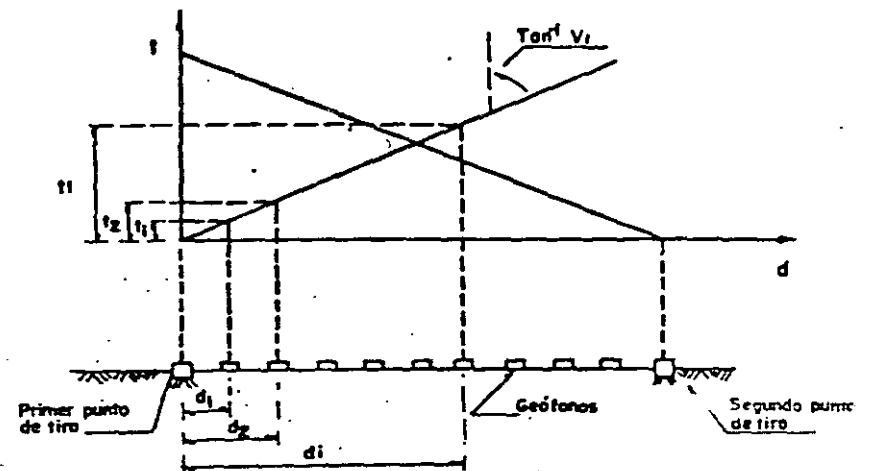


Fig 6. GRAFICA DISTANCIA TIEMPO PARA EL CASO DE ESTRATIGRAFIA UNIFORME

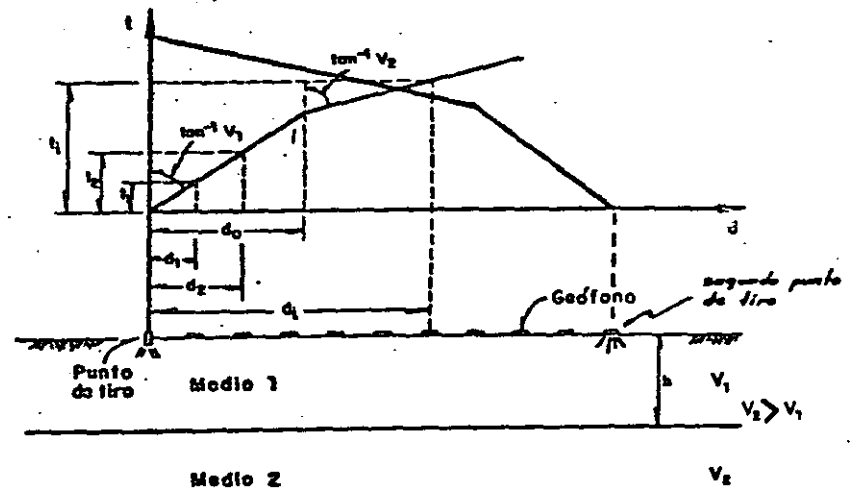


Fig 7. Gráfica domocrónica para el caso de 2 capas con contacto paralelo a la superficie del terreno

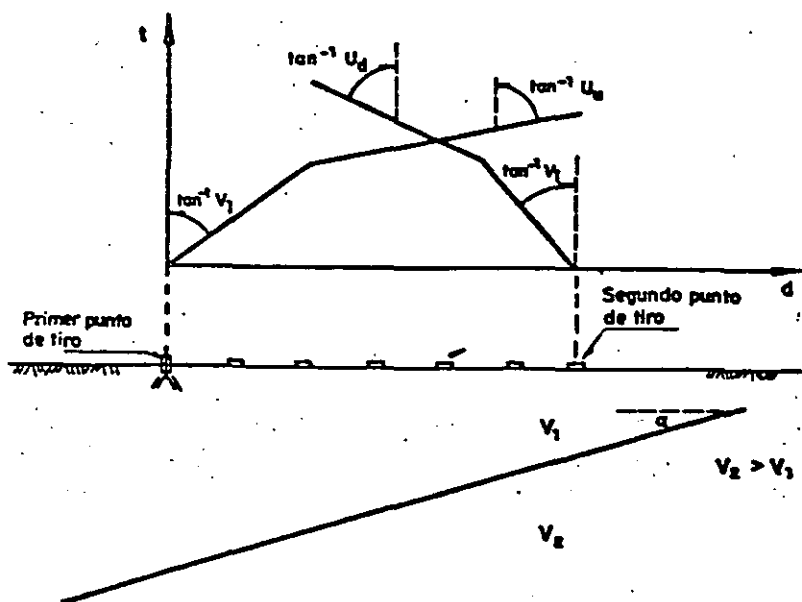


Fig 8. Domocrónica para caso de 2 capas con contacto con echado α

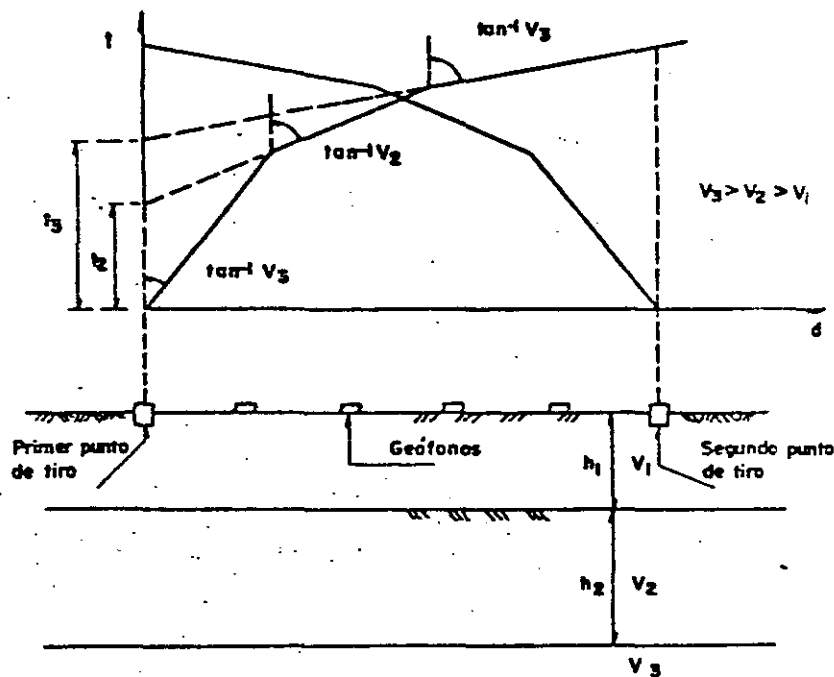


Fig. 9. GRAFICA TIEMPO DISTANCIA PARA EL CASO DE TRES ESTRATOS PARALELOS

estrato inferior cuando se mide bajando por el contacto. Se determina de la gráfica

Caso 4. Estratigrafía de 3 capas paralelas.

En este caso se tienen gráficas simétricas para cada prueba pero en cada una de ellas se tienen tres rectas de pendiente diferente (fig. 9); las velocidades en los tres medios (V_1 , V_2 , V_3) se calculan como en los casos 1 y 2 y las profundidades de los contactos (h_1 , h_2) con las expresiones siguientes:

$$h_1 = \frac{T_2}{2} \frac{V_1 V_2}{\sqrt{V_2^2 - V_1^2}}$$

$$h_2 = \frac{1}{2} \left(T_3 - 2h_1 \frac{\sqrt{V_3^2 - V_1^2}}{V_1 V_2} \right) \frac{V_2 V_3}{\sqrt{V_3^2 - V_2^2}}$$

donde:

T_1 = tiempo de intersección al origen. Se determina de la gráfica

Las velocidades de propagación de las ondas longitudinales o primarias permiten, por comparación, inferir los posibles tipos de materiales en cada estrato; en la Tabla 3 se presenta una recopilación de velocidades longitudinales (ref. 2, 3, 4) y en la figura 10 se muestra en forma de histograma.

Tabla 3. Velocidades de las ondas longitudinales en distintos tipos de rocas y suelos.

MATERIAL	VELOCIDAD (m/seg)
suelo superficial	
arcilla	170 - 500
arcilla arenosa	1000-2800
arcilla arenosa cementada	975 -1160
limo	1160-1280
aluvión	760
aluvión (terciario)	550 -1000
aluvión profundo	800 -1500
depósito glacial	1100-2360
dunas	490 -1700
loess	500
arena seca	375 - 400
arenisca	300
lutita	2400-4000
marga	1800-3800
caliza	3000-4700
	3000-5700

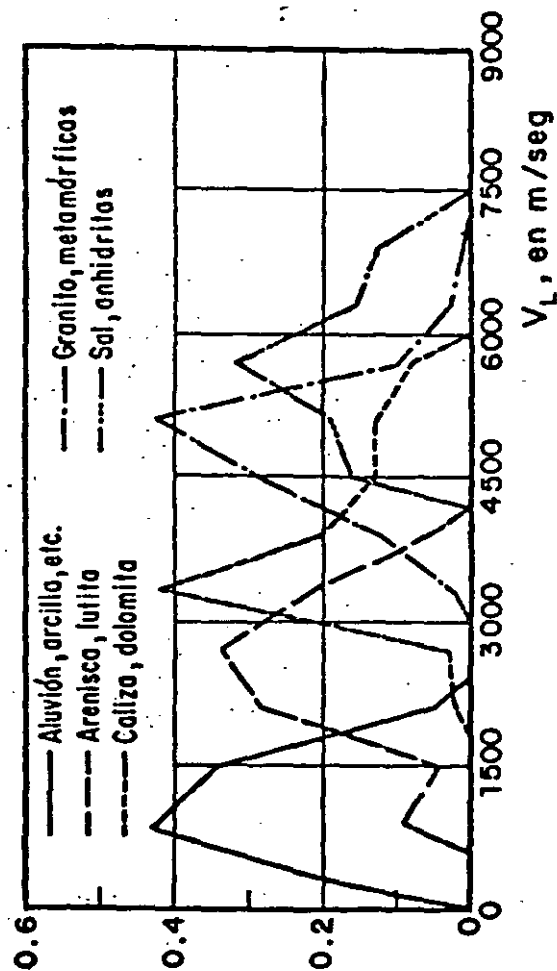


Fig 10. Histograma de velocidades de la onda longitudinal en distintos tipos de rocas y suelos (ref 3)

dolomita	5000-6200
granito	4000-5600
gneiss masivo	5100-7500
esquistos o pizarra	2290-4700
rocas ígneas de basamento	5500-6600
agua	1435-1490

La interpretación de un estudio geofísico será más confiable si se apoya al menos en un sondeo convencional.

Las velocidades de propagación de las ondas se han correlacionado con los procedimientos de ataque para movimiento de tierras; en la figura 11 se resume la experiencia obtenida.

Propiedades dinámicas. Para determinar el módulo de elasticidad dinámico y la relación de Poisson se acepta que el problema de transmisión de ondas es un problema elástico, ya que las deformaciones que se inducen al medio son muy pequeñas. Se pueden obtener para la velocidad de la onda longitudinal y transversal, las siguientes expresiones

$$V_L = \frac{E_{din}}{\rho} \frac{1-\gamma}{(1+\gamma)(1-2\gamma)}$$

$$V_T = \frac{E_{din}}{\rho} \frac{1}{2(1+\gamma)}$$

donde:

- V_L = velocidad de las ondas longitudinales, m/seg
- V_T = velocidad de las ondas transversales, m/seg
- γ = relación de Poisson del medio
- E_{din} = módulo de elasticidad dinámico del medio, kg/m²
- ρ = masa por unidad de volumen del material, $\frac{kg\ seg^2}{m^4}$

Para determinar la velocidad de las ondas transversales se usan geófonos sensibles a la componente horizontal del movimiento, llamados geófonos de cortante.

Si la velocidad de las ondas longitudinales es mayor de 3000 m/seg se puede suponer una relación de Poisson igual 0.30 y aplicando la fórmula se calcula E_{din} ; el error de esta determinación es del orden del 10%. Cuando la velocidad de las ondas longitudinales es menor de 3000 m/seg se necesita medir la velocidad de la onda transversal y usando simultáneamente las fórmulas anteriores se puede calcular E_{din} .

C.01.b Método de resistividad eléctrica

Generalidades. El método de resistividad eléctrica se basa en determinar las resistividades aparentes de cada estrato induciendo un campo eléctrico en el sitio en estudio. Este método tiene ventajas sobre el geosísmico ya que puede emplearse abajo del nivel freático y localizar fácilmente cavernas y estratos blandos que no se identifican con el geosísmico; por ello es que ambos métodos se complementan.

Para la exploración geoelectrica se han desarrollado, diversos métodos (ref. 2, 3); el denominado método de Wenner es el más utilizado por su simplicidad; tiene dos técnicas de operación: sondeo eléctrico que estudia la estratigrafía según una vertical, y rastreo eléctrico, que lo hace según una horizontal a cierta profundidad; combinando ambas técnicas se puede tener una idea clara de las condiciones del sitio.

Con este método y empleando equipos portátiles es posible explorar hasta profundidades de 300 m; la información que se puede obtener es la estratigrafía, la posición del nivel freático y por correlación con la resistividad se puede inferir el tipo de material de cada estrato. La confiabilidad de la interpretación mejora siempre que se pueda hacer un sondeo de correlación con obtención de muestras.

Equipo. El equipo está integrado por una fuente de poder, un voltímetro, un amperímetro, cuatro electrodos y cables conductores; en la fig. 12 se muestra esquemáticamente el conjunto. Los equipos comerciales integran la fuente de poder con el voltímetro y el amperímetro en una unidad compacta. En la Tabla 4 se presenta una recopilación de las características de los equipos portátiles.

Tabla 4. Características de algunos equipos portátiles usados en el método de resistividad eléctrica.

Fuente de poder	capacidad (m)	intensidad de corriente (m.a)	rango de mediciones	peso total (kg)
	30	20	0.1-1000 Ω	20
batería	20	50	0.1-1000 Ω	15
recargable	300	100-150	0.002-10 V.	60
baterías	200	0-1000	0.0002-100 V.	75

m.a.: miliamperes

Los electrodos son varillas usualmente de bronce de 2 cm de diámetro y 50 cm de longitud con un extremo en punta para hincarse en el terreno. Los cables de conexión son de cobre con forro de neopreno.

Procedimiento de operación. El campo eléctrico se induce al terreno con dos electrodos denominados de corriente que se hincan y conectan con el cable a la fuente de poder y el amperímetro; entre estos electrodos se hincan dos de potencial conectados al voltímetro. Con el amperímetro se mide la intensidad de la corriente inducida al terreno y el voltímetro mide la diferencia de potencial entre los electrodos centrales.

Las distancias entre electrodos pueden variarse dando lugar a diferentes arreglos; en el más usual, el de Wenner, los electrodos quedan en una línea con separación equidistante h ; la determinación hecha es representativa del material a la profundidad h .

El sondeo eléctrico se realiza manteniendo el centro del arreglo fijo e incrementando la separación h ; En el rastreo eléctrico únicamente se cambia de lugar el arreglo sobre una retícula trazada en la superficie. Se combinarán el sondeo y el rastreo para definir las condiciones geológicas del lugar. Ambas técnicas deben iniciarse determinando la resistividad del estrato más superficial, colocando los electrodos con una separación menor que el espesor del primer estrato.

Interpretación. El arreglo Wenner genera un campo eléctrico con profundidad h , ancho $0.75 h$ y largo $4.5 h$. De la prueba se obtiene la diferencia de potencial V y la intensidad de la corriente I ; la resistividad aparente se obtiene con la expresión:

$$\rho_a = 2\pi h \frac{V}{I}$$

donde:

ρ_a = resistividad aparente a la profundidad h , ohms-m

V = diferencia de potencial, volts

I = intensidad de la corriente, amperes

h = distancia entre electrodos, m

Cuando se usen equipos portátiles que miden resistencia, se puede sustituir la relación $\frac{V}{I}$ por R , resistencia en ohms.

Sondeo eléctrico. La interpretación se hace con el procedimiento de cálculo de Hummel, quien dedujo la expresión de la resistividad aparente para el caso de una capa de resistividad ρ_1 sobreyaciendo sobre un estrato infinito de resistividad ρ_2

$$\rho_a = \rho_1 + 4\rho_1 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{K^n}{\sqrt{1 + (2nH/h)^2}} - \frac{K^n}{\sqrt{4 + (2nH/h)^2}}$$

donde:

$n = 1, 2, 3 \dots \infty$

H , espesor de la capa, m

h , equidistancia entre electrodos, m

$$K = \frac{\rho_2 - \rho_1}{\rho_1 + \rho_2}$$

Mooney y Wetzel (ref. 5) obtuvieron la familia de curvas derivadas de la ecuación anterior para simplificar el cálculo de ρ_2 y H (fig. 13). La forma de utilizar esta gráfica es la siguiente: para la determinación de la resistividad del estrato superficial (ρ_1) se utiliza alguna medición hecha con una equidistancia h , menor que el espesor de la capa, aplicando la fórmula de la resistividad aparente; cuando se tenga duda de este valor, se recomienda hacer una gráfica de variación de la equidistancia h y la resistividad aparente; extrapolando se puede determinar ρ_1 como el valor de ρ_a cuando h tiende a cero. Conocidas ρ_1 y ρ_a para un valor de h se traza en la gráfica una horizontal para ρ_a/ρ_1 y se obtiene una serie de valores de K y h/H ; de este conjunto de valores se dibuja la variación de K vs H ya que h es constante para cada medición. Se dibujan las curvas K vs H para los diferentes valores de h ; si las curvas intersectan en un punto (H, K) (fig. 14) se tiene el caso de una capa sobreyaciendo a un estrato infinito. En caso de no intersectarse en un punto, se compara la curva ρ_a vs h con curvas teóricas para diferentes configuraciones de estratificación que han sido preparadas por algunos investigadores o instituciones, como Mooney y Wetzel (ref. 5) y Compagnie Général de Géophysique (ref. 6). En general el número de capas involucradas en una prueba se puede detectar en la curva ρ_a vs h por medio del número de cambios de pendiente.

Rastreo eléctrico. Para interpretar la prueba se hace una gráfica de distancias, de origen arbitrario al centro del arre-

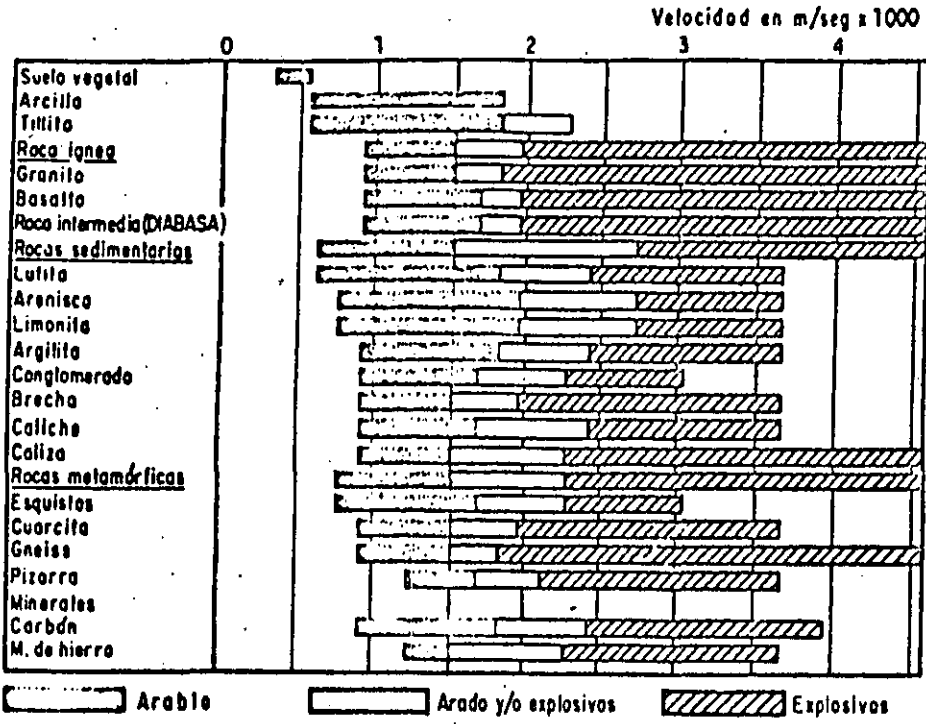


Fig. 11. Atacabilidad de algunos materiales según la velocidad de la onda longitudinal con escarificador estándar D7E (160 H.P.)

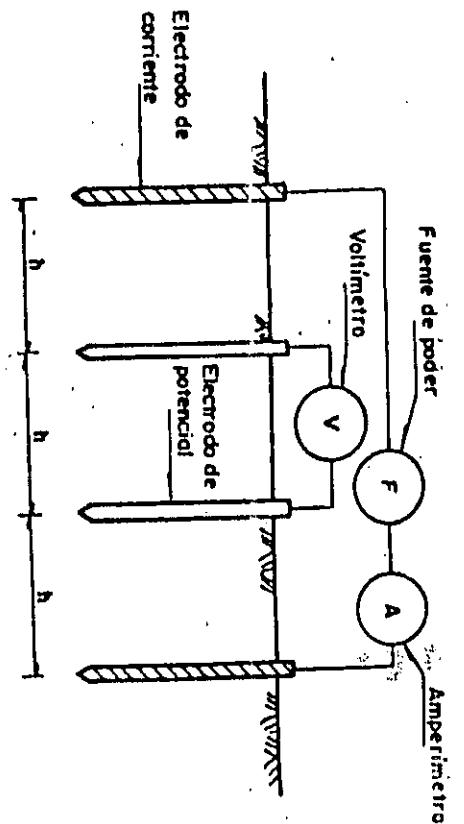


Fig. 12. Esquema del equipo (resistividades, arreglo Wenner)

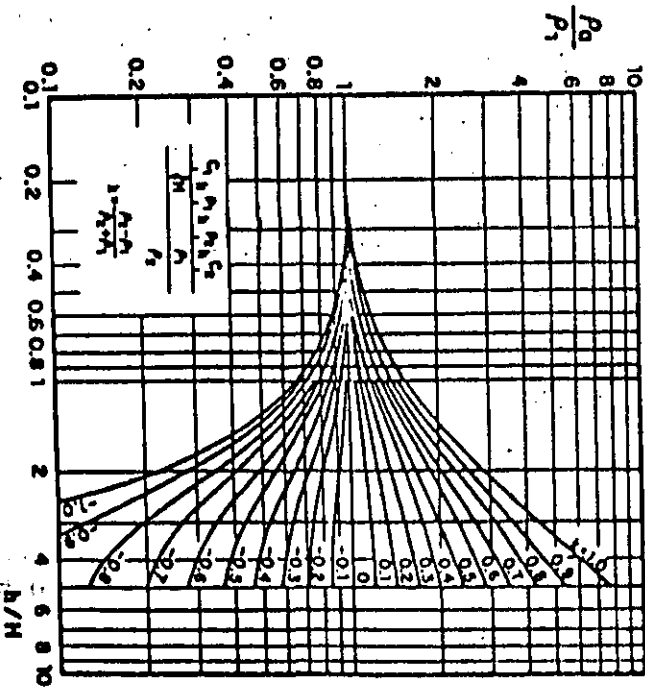


Fig. 13. Curvas de resistividad aparente para el caso de una capa usando el arreglo de Wenner (ref)

glo, contra resistividades aparentes; las resistividades reales en cada zona a la profundidad h serán las que estén localizadas fuera de las zonas de transición (fig. 15 y 16).

La exploración de toda la zona se hace, como ya se mencionó, con una retícula de observaciones a diferentes profundidades; el cálculo puede hacerse con ayuda de computadoras.

La identificación de las posibles rocas o suelos se hace por correlación de los valores de la resistividad de cada estrato con valores obtenidos de experiencias anteriores como los presentados en la tabla 5 y en la fig. 17. La correlación directa con un sondeo convencional con recuperación de muestras es siempre más confiable.

Tabla 5. Resistividad eléctrica de distintos tipos de rocas y suelos.

MATERIAL	RESISTIVIDAD (ohm-m)
galena	$5 \times 10^{-3} - 5 \times 10^{-2}$
pirita	1×10^{-3}
serpentina	2×10^3
granito	1×10^6
diorita	1×10^4
gabro	$1 \times 10^5 - 1.4 \times 10^7$
gneis	$2 \times 10^5 - 6 \times 10^6$
pizarra	$6.4 \times 10^5 - 6.5 \times 10^6$
conglomerados	$2 \times 10^3 - 1.3 \times 10^4$
arenisca	$7 \times 10^1 - 7 \times 10^3$
caliza	1.8×10^2
marga	7×10^1
depósito glaciar	5×10^2
arena	$4 - 2.2 \times 10^2$
suelos	$10 - 1 \times 10^4$

Método de relación de caídas de potencial

Generalidades. Este método consiste en determinar la relación de caídas de potencial entre tres electrodos, de potencial, hincados a distancias iguales y en una línea ortogonal a la de los dos electrodos de corriente que inducen el campo eléctrico.

Este método se utiliza para hacer exploraciones de detalle porque tiene mayor sensibilidad que el de resistividad y es

más simple de aplicarse porque no se requiere medir la intensidad de la corriente.

Equipo. Se requieren 5 electrodos, 2 voltímetros, cables conductores y una fuente de poder de mayor capacidad que la usada en el método de resistividad; en la fig. 18 se muestra esquemáticamente la colocación del equipo.

Procedimiento. Los tres electrodos de potencial se hincan en la línea recta, a una separación $L/3$, los de corriente se colocan en otra línea ortogonal a la primera, distantes cuando menos $5L$; la distancia del electrodo de potencial del centro a la línea de los electrodos de corriente debe ser L . La profundidad a la que corresponde la medición que se obtiene con esta geometría es precisamente L ; se hacen otras mediciones a diferentes distancias L .

La medición de caídas de potencial se hace con los voltímetros que unen los tres electrodos de potencial.

Interpretación. La caída de potencial entre los electrodos, p_1, p_2 es V_{12} y entre p_2, p_3 es V_{23} , la relación entre estas dos caídas (RCP), correspondiente a cada distancia L , es

$$RCP_L = \frac{V_{12}}{V_{23}}$$

Esta relación se mantiene constante e igual a 2 siempre que el material involucrado sea el mismo; cuando sea diferente de 2 se está detectando otro material a la profundidad L correspondiente. Para facilitar la interpretación se hace una gráfica RCP vs L para localizar la zona en que se presentaron anomalías que tienen RCP diferente de 2; en la figura 19 se presenta un ejemplo de esta gráfica, donde se han dibujado cuatro curvas correspondientes a cuatro puntos diferentes en la superficie respecto a los cuales se ha hecho variar L , en uno de los puntos, a la profundidad L' , se presenta otro material.

C.02 Métodos semidirectos

Los métodos semidirectos consisten en hincar un penetrómetro para determinar la resistencia al corte de los suelos y deducir indirectamente la estratigrafía. Con el penetrómetro estándar es posible obtener muestras alteradas del suelo.

Las pruebas de penetración se clasifican, según el procedimiento de hincado del penetrómetro, en: de pene-

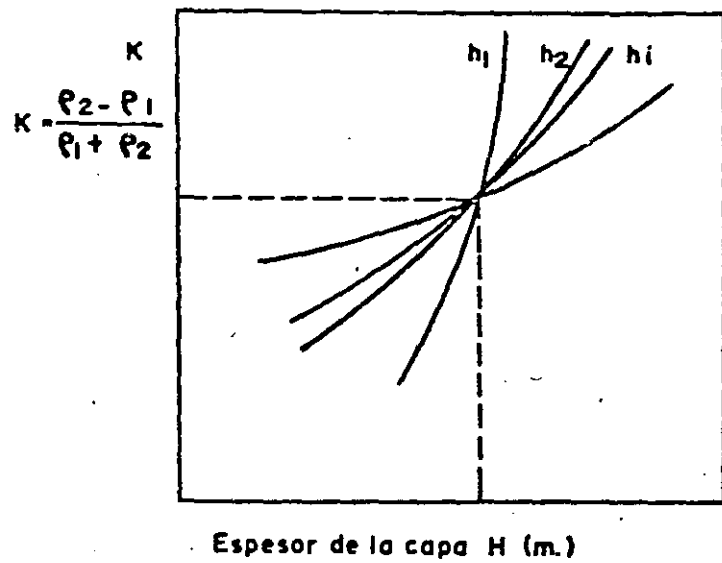


Fig. 14 GRAFICA H vs K PARA EL CASO DE UNA CAPA

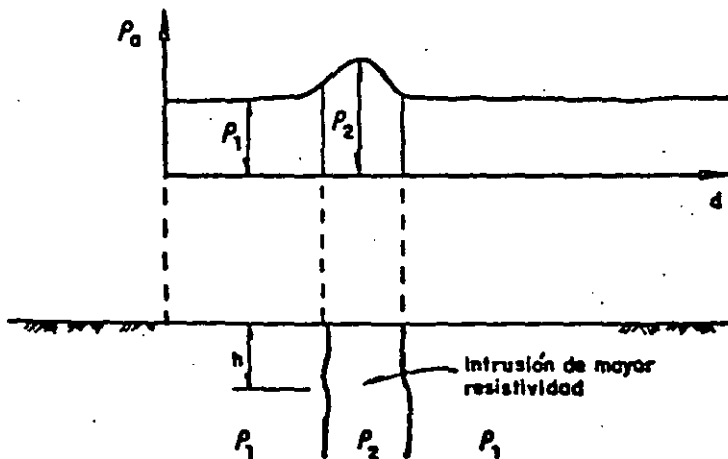


Fig 15 Gráfica típica de resistividades aparentes para una intrusión

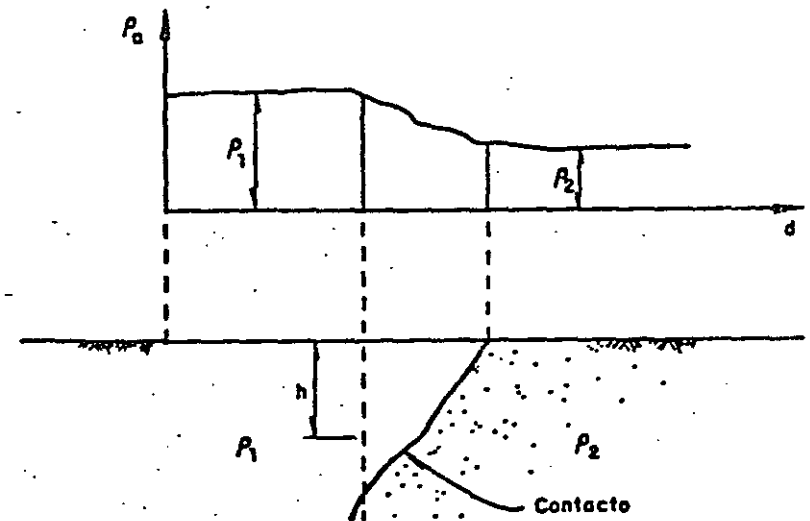


Fig 16 .Gráfica típica de resistividades para el caso de un contacto

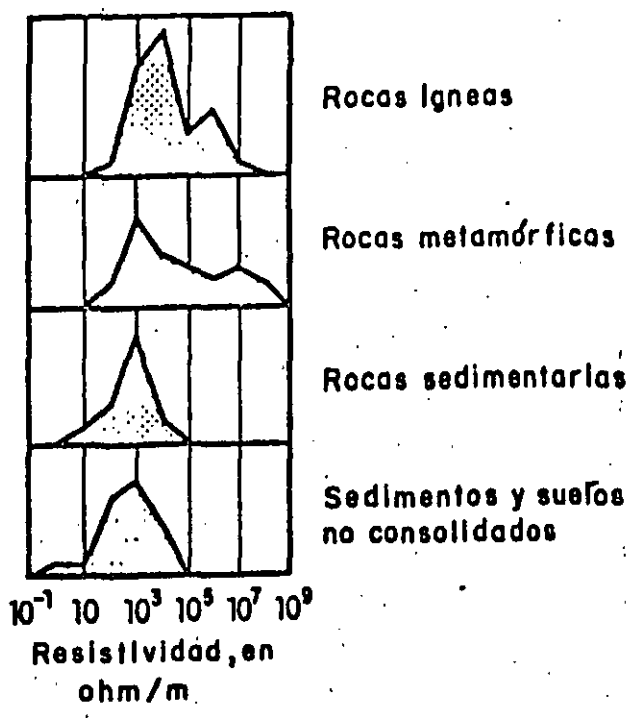


Fig 17. Histogramas de resistividad eléctrica de distintos tipos de rocas y suelos (ref 3)

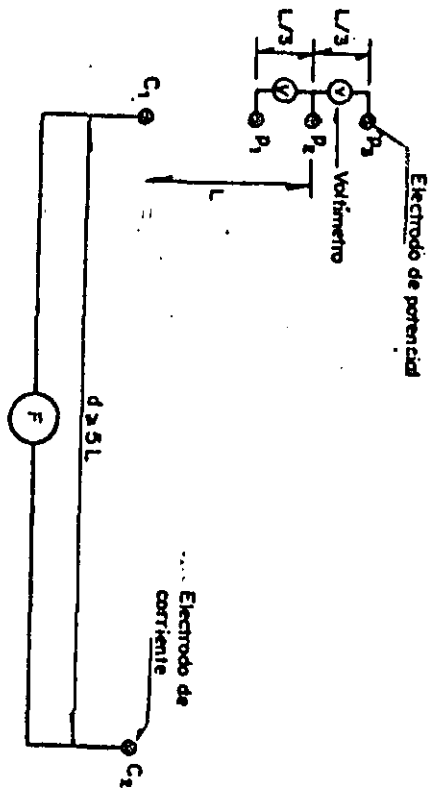


Fig 18 . Arreglo de electrodos para el método de relación de caídas de potencial

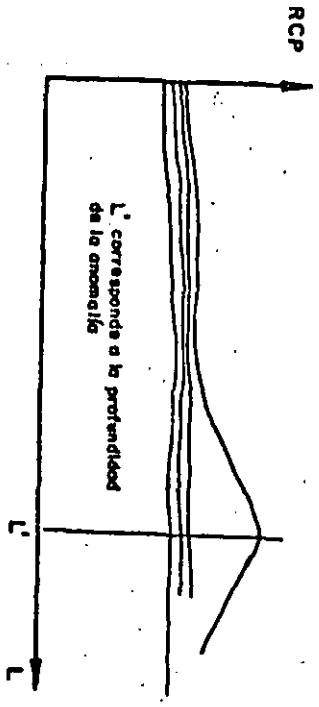


Fig 19. Gráfica típica para el método de relación de caídas de potencial

tración a presión, dinámicas y de presión-percusión. En las pruebas a presión hay dos criterios: a velocidad de deformación constante y a presión constante.

Los penetrómetros son esencialmente dispositivos de acero de forma cónica que se hincan con una columna de tubos de acero (fig. 20). Las resistencias que se oponen al hincado son la resistencia en la punta (q_c) y la de fricción lateral en los tubos (f_s); en muchos de los diseños se busca eliminar o controlar la influencia de la resistencia a la fricción lateral para simplificar la interpretación de la información que se obtiene.

C.02.a Prueba de penetración a presión

Generalidades. Consiste en hincar un cono de acero a presión en el subsuelo para determinar su resistencia a la penetración a distintas profundidades.

Se han desarrollado dos tipos de penetrómetros de presión, diferenciándose en que operen con tubería sencilla o doble (fig. 20). Los penetrómetros de tubería sencilla miden la fuerza necesaria para vencer la resistencia de punta y la fricción lateral total; los de tubería doble permiten diferenciar la resistencia de punta de la de fricción.

Los penetrómetros son fabricados con aceros de alta resistencia, el diámetro del cono varía entre 3, 6 y 10 cm, usualmente. La fuerza axial necesaria para hincarlo se genera con un sistema hidráulico midiendo la fuerza indirectamente con la presión del fluido o bien con una celda de carga, como un anillo de carga o una celda electrónica.

Se han construido numerosos penetrómetros de presión, entre ellos, el holandés, el Frankipfahl y el Degebo alemanes, el Parez y el Soletanche franceses, el G. C. y el Franki belgas. (ref. 7). Entre todos, el penetrómetro holandés es el que más se ha difundido y para el que se tienen correlaciones más confiables.

C.02.a1 Penetrómetro holandés

Generalidades. El penetrómetro holandés de cono es un penetrómetro de presión de tubería doble con una funda deslizante para determinar la fricción lateral local (F_s) y la resistencia total de punta (Q_c) independientemente. El campo de aplicación más extendido para este penetrómetro son las

arenas, para las que se han desarrollado criterios confiables de interpretación aunque se usa también en arcillas.

Características. La punta del penetrómetro holandés la integran tres piezas:

el cono de 36 mm de diámetro exterior y 10 cm² de área transversal, la funda deslizante de 36 mm de diámetro exterior, 13 cm de longitud y 147.02 cm² de área lateral y el cople de unión a la tubería exterior (fig. 21).

La tubería exterior tiene un diámetro externo de 36 mm y se acopla con cuerda en tramos de 1 m de longitud. La tubería interior tiene diámetro interior de 1.5 cm también en tramos de 1 m de longitud.

El sistema de carga es un mecanismo hidráulico; consta esencialmente de dos cilindros de compresión que aplican fuerza axial a cada una de las tuberías; las cargas aplicadas se determinan con manómetros conectados a cada cilindro hidráulico, el sistema está diseñado para una capacidad máxima de 5 ton. La presión del sistema se genera con una bomba hidráulica operada con un motor de gasolina. El sistema de carga completo es un pequeño remolque de ruedas neumáticas, en el cual está soportado el sistema de reacción de la fuerza axial formado por dos anclas helicoidales de 1 m de longitud.

Procedimiento de operación. Se hince el penetrómetro aplicando la fuerza axial con las barras exteriores hasta llevarlo cerrado a la posición a la que se hará la prueba (fig. 21a); con las barras interiores se hince el cono (fig. 21b) una longitud de 4 cm con velocidad de deformación de 2 cm/seg y se mide la fuerza necesaria para hincarlo (Q_c); después de esta carrera se continúa hincándolo arrastrando así la funda deslizante (fig. 21c) y la fuerza que se mide es la necesaria para vencer la resistencia de punta y de fricción (R_s); se dispone también de una carrera de 4 cm para esta condición de hincado. Se continúa hincando el penetrómetro, pero ahora con la tubería exterior para cerrar nuevamente el aparato. Generalmente se hince 25 cm y se hace otro juego de determinaciones.

Para que la información de esta prueba sea confiable debe asegurarse que: los manómetros estén calibrados, los tubos exteriores e interiores estén rectos, en buenas condiciones y engrasadas las paredes.

El registro de la prueba debe incluir datos generales del sondeo, profundidad de cada prueba, fuerzas para hincar el

cono (Q_c), la funda y el cono (R_s) y observaciones; en la cláusula G se propone un registro tipo.

Con la información obtenida se hace una gráfica profundidad vs resistencia de punta q_c y profundidad vs fricción lateral por unidad de área, f_s (fig. 22). La fricción lateral por unidad de área se calcula con:

$$F_s = R_s \cdot Q_c$$

$$f_s = \frac{F_s}{A_s}$$

donde:

R_s = fuerza necesaria para hincar el cono y la funda, kg

Q_c = fuerza necesaria para hincar el cono, kg

f_s = fricción lateral por unidad de área, kg/cm²

F_s = fricción lateral local en la funda deslizante kg

A_s = área lateral de la funda = 147.02 cm²

Generalmente f_s se grafica en ton/m². La resistencia de punta se calcula con:

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c}$$

donde:

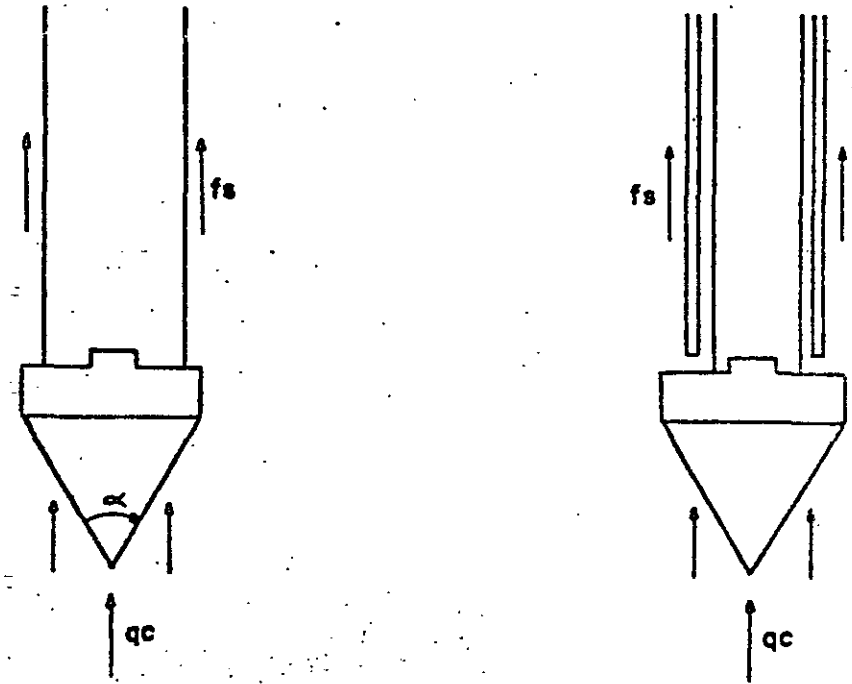
Q_c = fuerza necesaria para hincar el cono, kg

q_c = resistencia de punta, kg/cm²

A_c = área transversal del cono = 10 cm²

Interpretación. La interpretación de la prueba se hace identificando en la gráfica de penetración los estratos más significativos; en la Tabla 6 se anotan las condiciones que generalmente se pueden presentar y con la figura 23 se pueden correlacionar tentativamente la resistencia de punta y la fricción lateral por unidad de área con los tipos de suelos.

1. Turba, arcillas lacustres y arcillas de consistencia muy blanda.
2. Arena limosa suelta y depósitos de arena muy suelta.
3. Arcillas blandas y arcillas limosas.
4. Depósitos de grava suelta.
5. Arenas sueltas o loess arriba del nivel freático.
6. Arcillas de consistencia media y arcillas limosas.
7. Arcillas medianamente duras.



f_s , Resistencia a la fricción lateral.

q_c , Resistencia de punta.

Fig. 20. PENETROMETROS DE PRESION

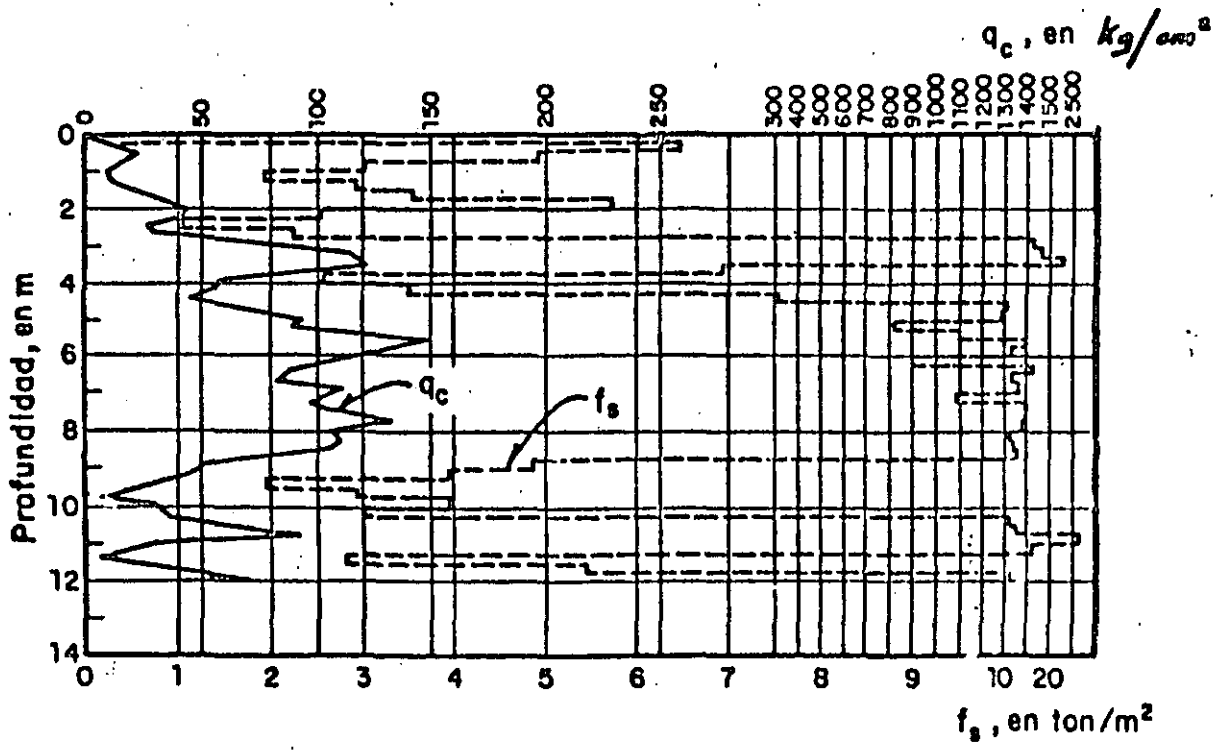
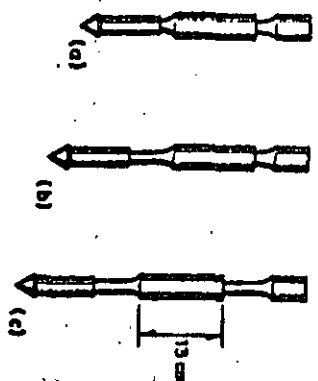
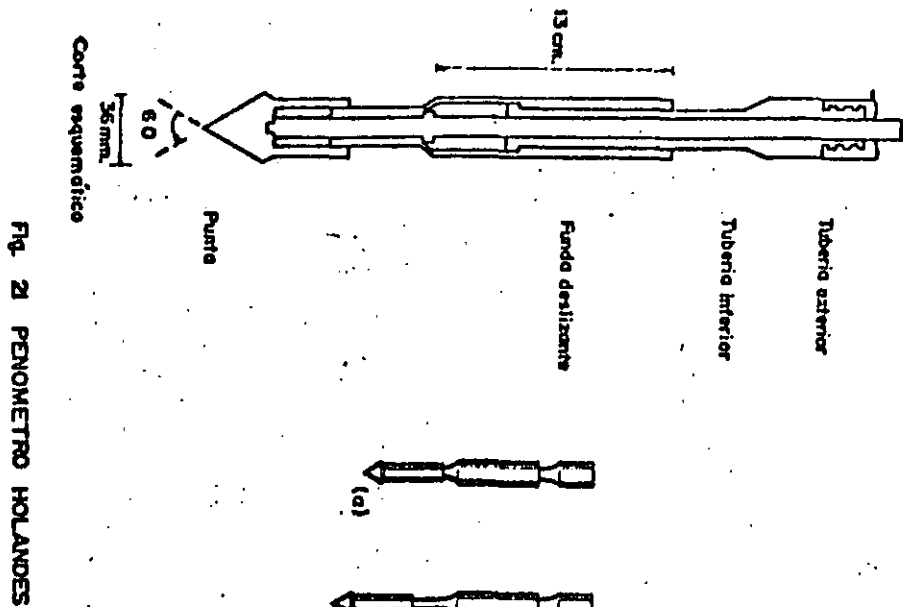
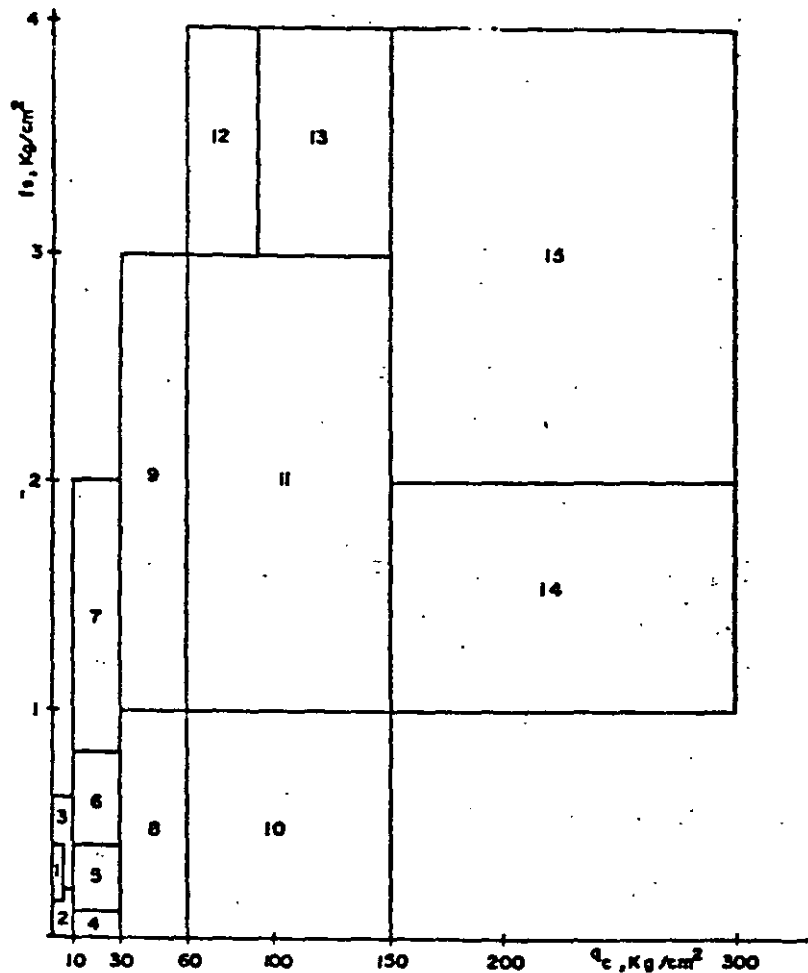


Fig 22. Representación gráfica de una prueba de penetración estática

Fig. 23. GRAFICA PARA CLASIFICACION DE SUELOS EN FUNCION DE f_0 Y q_c Tabla 6. Comparación entre las variaciones de q_c y de f_0

f_0/q_c	decrece	constante	crece
d e c e c	Transición entre dos capas diferentes, la inferior de menor resistencia	No ocurre	Una grava o boleo empujado por el cono ha quedado acuñado contra la funda deslizante
c o s t a n t e	Una grava de diámetro mayor que del cono ha sido empujada por éste en un estrato cohesivo blando o granular suelto	Suelo homogéneo que puede ser clasificado usando la fig. 23	No ocurre
c e c e	Una grava de diámetro mayor que el del cono ha sido empujada por éste en un estrato cohesivo de consistencia media o granular denso	El penetrómetro está en roca blanda o en un estrato duro que no puede ser penetrado	Estrato cuya resistencia aumenta con la profundidad o cuya resistencia última no ha sido alcanzada

8. Arenas limosas medianamente densas y arenas limpias.
9. Arcillas duras o arcillas limosas duras.
10. Gravas limpias posiblemente con arena fina suelta.
11. Arenas densas o mezclas densa de arena con limo o arcillas, gravas arcillosas.
12. Arcillas muy duras.
13. Gravas en una matriz de arena arcillosa densa.
14. Arena densa y mezclas de grava.
15. Grava suelta o arena limosa muy densa.

C.02.b Prueba de penetración dinámica

Generalidades. Las pruebas de penetración dinámica consisten en hincar un cono de acero, colocado en el extremo inferior de una columna de barras mediante impactos de una masa.

La resistencia a la penetración, representada por el número de golpes necesario para hincar el penetrómetro una longitud

fijsa con una energía establecida previamente, se correlaciona con la resistencia al corte de los suelos.

En este trabajo se proponen dos tipos de prueba de penetración dinámica: de penetración estándar y de penetración Sermes. La primera está apoyada en una amplia base empírica que facilita su interpretación y tiene la enorme ventaja de recuperar muestras alteradas para hacer la clasificación y pruebas índice de los suelos del sitio. La prueba Sermes es una prueba de reciente creación y aún su uso no se ha extendido pero tiene amplias posibilidades de usarse por ser económica, eficiente y confiable.

C.02.b.1 Prueba de penetración Sermes

Generalidades. La prueba de penetración Sermes es una prueba dinámica, que consiste en hincar un cono de acero con una columna de tubos y un martinete de operación neumática. Un penetrómetro de funcionamiento similar se puede lograr simplemente con una masa en caída libre, sin embargo el diseño del martinete neumático permite a este penetrómetro una mayor eficiencia. El penetrómetro Sermes puede realizar un sondeo de 25 m en 2-horas por la rapidez del martinete y la facilidad de operación.

El campo de aplicación en que su información es más confiable es en arenas; aunque se disponen también de experiencias en arcillas.

El diámetro del cono es mayor que el de los tubos (1.73 veces) para reducir a un valor despreciable la fricción y considerar que se trata de una prueba de penetración de punta; si se genera fricción importante se puede inyectar lodo para reducirla.

Características. El cono de penetración se muestra en la fig. 24a, es un cilindro de acero templado de 70 mm de diámetro, punta de 90° y altura de la parte cilíndrica de 70 mm, tiene dos orificios laterales para el paso de lodo. Los tubos son de 40 mm de diámetro con marcas cada 10 cm. El martinete funciona como una pequeña piloteadora, el cilindro neumático levanta la masa y al llegar a un tope la suelta en caída libre desde una altura constante de 40 cm. Después del impacto a la cabeza golpeadora el cilindro se retrae y entrapa a la masa para levantarla de nuevo y así sucesivamente. La frecuencia de impactos es de 52 golpes por minuto. El peso del martillo se puede ajustar con piezas

de lastre que le dan un peso total de 30, 60 ó 90 kg; es interesante señalar que la cabeza golpeadora que recibe el impacto de la masa para transmitirlo a los tubos tiene una rondana de material ligeramente deformable para reducir el rebote del martinete.

El cilindro neumático funciona con aire a presión de 1.5 a 3.5 kg/cm², dependiendo del peso con que se esté operando. El consumo de aire es reducido y un compresor portátil lo satisface. El penetrómetro Sermes cuenta con herramienta accesoria para facilitar la operación.

Procedimiento de operación. Para seguir el procedimiento detallado de operación debe consultarse el manual del aparato; básicamente consiste en colocar el aparato en posición vertical con ayuda de un tripie e iniciar la penetración desde la superficie. El peso del martinete se elige de acuerdo con la dificultad para penetrar; en suelos poco resistentes se usará con el menor peso.

En condiciones estratigráficas inestables y que provoquen fricción en las barras, la prueba conduce a resultados poco confiables; en estos casos se debe inyectar lodo bentonítico para reducir la fricción, utilizando una bomba de émbolo de operación manual.

La información que se obtiene es el número de golpes para cada incremento de penetración de 10 cm (N_{10}), el peso del martillo utilizado, presión y datos adicionales, como interrupciones, condiciones de hincado en seco o con lodo y presión de inyección. Esta información se debe anotar en el registro de campo; el registro tipo se incluye en la cláusula G. **Interpretación de la prueba.** La prueba se interpreta considerando válido el principio de la conservación de la energía, analizando el sistema representado en la fig. 25.

$$R_d = \frac{M^2 h}{S_o (M + P)}$$

donde:

- R_d = resistencia dinámica kg/cm²
- M = peso total del martillo, 30, 60 ó 90 kg
- h = altura de caída del martillo, cm
- S_o = área de la sección transversal del cono = 38.5 cm²
- e = penetración de la punta, en cm
- P = peso muerto que incluye el peso de las barras, el cono y aditamentos

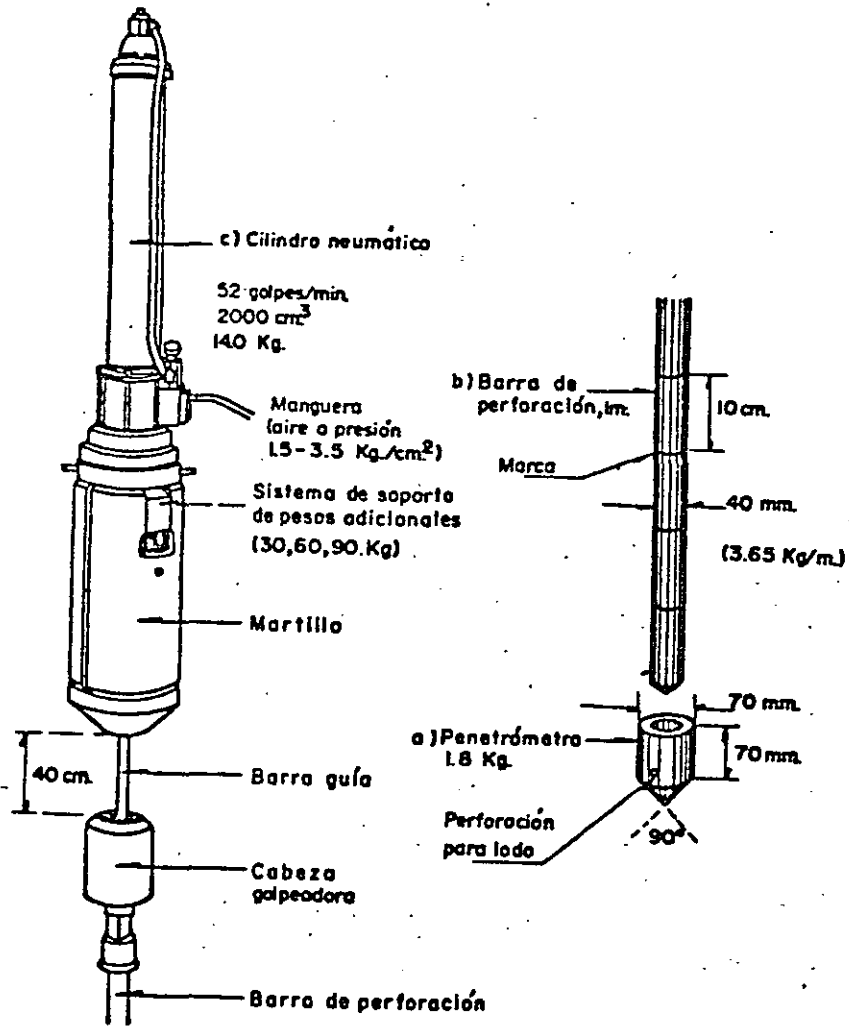


Fig 24 . Penetrómetro dinámico SERMES

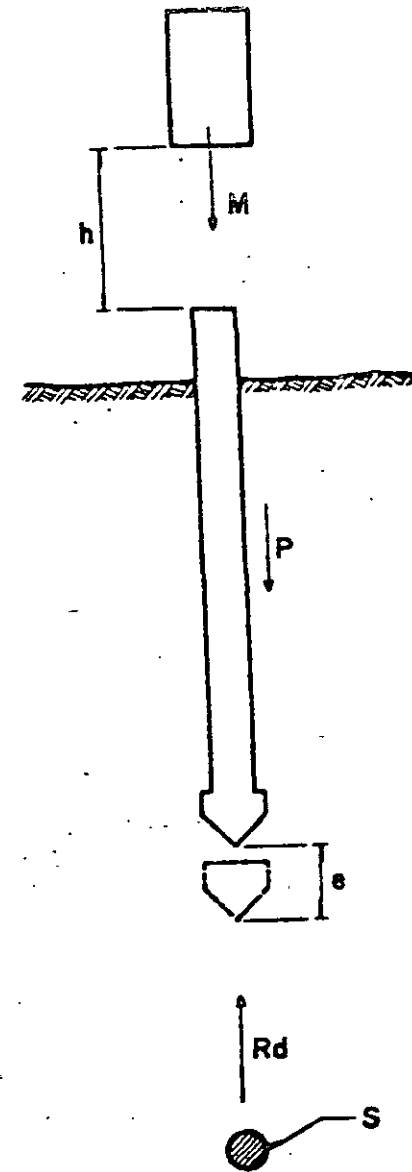


Fig. 25 ESQUEMA DEL FUNCIONAMIENTO DEL PENETROMETRO SERMES

N = número de golpes para hincar el penetrómetro una distancia e . (Para $e = 10$ cm $N = N_{10}$)

Simplificando

$$R_d = K N_{10}$$

$$K = \frac{M^2 h}{10 S (M + P)}, \text{ Kg/cm}^2$$

Los valores de K , se presentan en la Tabla 7 y con ello se puede calcular el valor de R_d cada 10 cm y llenar la hoja de registro (cláusula G). Con los valores de R_d para cada profundidad se hace una gráfica como la mostrada en la fig. 26, para interpretar las condiciones estratigráficas.

Tabla 7. Valores de K según la longitud de las barras y el peso del martillo.

No. de la barra	Peso del martillo		
	30 kg		
1	1.78	4.51	7.41
2	1.66	4.31	7.18
3	1.56	4.14	6.96
4	1.47	3.97	6.75
5	1.40	3.82	6.55
6	1.32	3.68	6.37
7	1.25	3.55	6.19
8	1.19	3.43	6.03
9	1.14	3.32	5.87
10	1.09	3.21	5.72
11	1.04	3.11	5.58
12	1.00	3.02	5.45
13	0.96	2.93	5.32
14	0.93	2.84	5.20
15	0.89	2.77	5.08
16	0.86	2.70	4.97
17	0.84	2.63	4.86
18	0.81	2.56	4.76
19	0.78	2.49	4.66
20	0.76	2.43	4.57
21	0.74	2.38	4.48
22	0.72	2.32	4.39
23	0.70	2.27	4.31
24	0.68	2.22	4.23
25	0.66	2.17	4.15
26	0.64	2.13	4.08
27	0.63	2.08	4.00
28	0.61	2.04	3.93
29	0.60	2.00	3.87
30	0.58	1.96	3.80

La correlación entre la resistencia dinámica y las características de los suelos penetrados, se establece a través de la resistencia a la penetración estática (prueba de cono holandés) siguiendo los criterios que se describen a continuación: En suelos granulares se puede obtener la resistencia de punta (q_c) con la expresión

$$q_c = \frac{R_d}{2}$$

Las características de los materiales se obtienen con la correlación empírica de la fig. 23 considerando que la fricción lateral por unidad de área es nula ($f_s = 0$).

En suelos cohesivos la correlación entre resistencia dinámica y estática es poco confiable, arriba del nivel freático puede aceptarse

$$q_c = R_d$$

Abajo del nivel freático puede desarrollarse mucha fricción y además el efecto de la presión de poro puede ser muy significativo, por ello la información que se obtenga sólo sirve para definir la estratigrafía.

En el caso de la prueba de penetración Sermes siempre será necesario realizar sondeos complementarios para la obtención de muestras, con las que se puedan establecer correlaciones que auxilien la interpretación de los sondeos de penetración.

C.02.b.2 Prueba de penetración estándar

Generalidades. El penetrómetro estándar consiste de un tubo muestreador que se hince a percusión y rescata muestras alteradas para identificar los suelos y realizar pruebas índice; el número de golpes necesario para hincarlo se correlaciona con la resistencia al corte del suelo.

El campo de aplicación de este penetrómetro es en materiales granulares finos, pero también se emplea en suelos cohesivos. El equipo necesario para realizar la prueba incluye un malacate ligero y tuberías de perforación.

Características. El penetrómetro estándar debe tener las dimensiones que se muestran en la figura 27; la zapata debe ser de acero endurecido y debe sustituirse cuando pierda su filo. El tubo intermedio puede ser partido entero, en cuyo caso se identifica como tubo liso, y debe tener las mismas dimensiones. La válvula de la cabeza permite la salida del

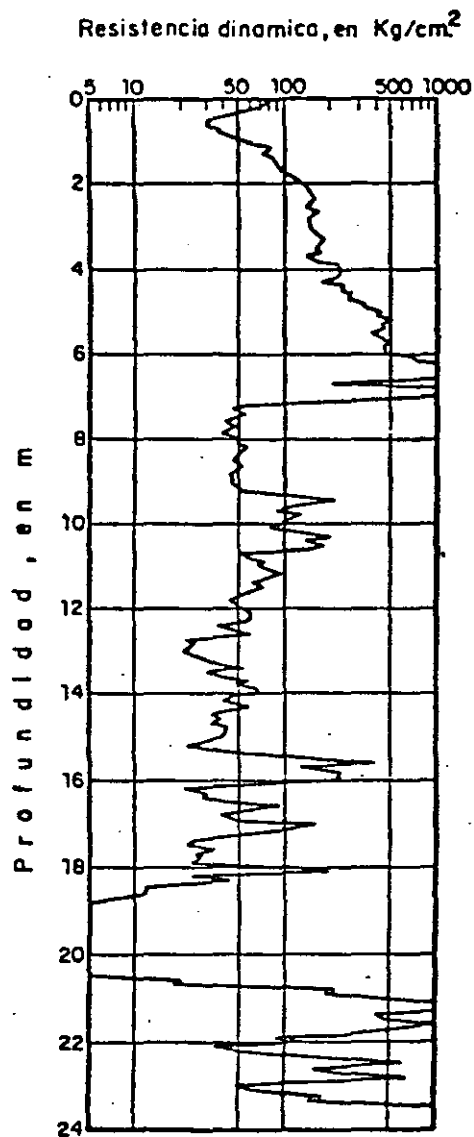
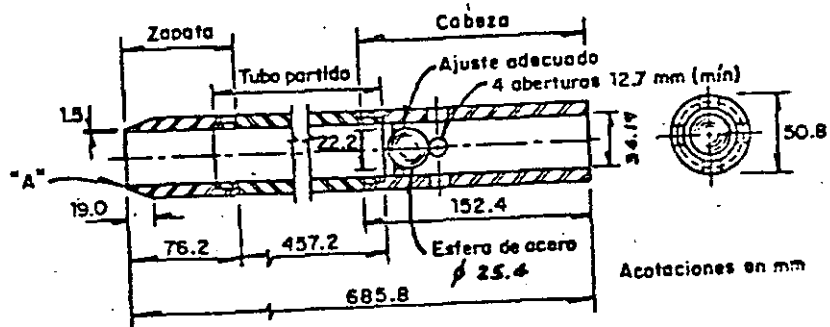


Fig 26. Representación gráfica de una prueba de penetración dinámica sermes



NOTAS:

- El tubo partido puede ser de 38.1 mm de diámetro interior para introducir un forro de 1.5 mm de espesor
- Se permite el uso de trampas de paso
- Las aristas en "A" deben estar ligeramente redondeadas

Fig 27. Penetrómetro estándar (ref 8)

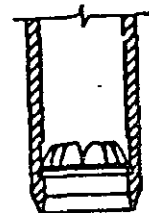


Fig 28. Trampa de paso

azolve durante el proceso de hincado y evita que la muestra salga del penetrómetro durante la extracción. Se puede integrar en el muestreador una canastilla o trampa para retener las muestras de arena suelta (fig. 28).

El equipo de hincado consta de una masa golpeadora de acero de 64 kg guiada con una barra de 19 mm de diámetro. El diámetro de la masa golpeadora es generalmente de 15 cm. La energía se transmite al penetrómetro mediante una cabeza de golpeo y tubos de diámetro mínimo AW (4.44 cm). Ver cláusula G. Para evitar flambéo excesivo de la columna de tubos de perforación en sondeos que lleguen a profundidades mayores de 15 m, es recomendable utilizar barras de mayor diámetro BW (5.40 cm) y NW (6.67 cm).

En la fig. 29 se presenta un penetrómetro que cumple las condiciones geométricas convencionales; la válvula esférica tiene soldada una barra de 20 cm de longitud que permite mayor libertad de operación como se describe posteriormente. En la fig. 30 se muestra el diseño de un martinete de hincado más eficiente que el convencional.

Procedimiento de operación. El penetrómetro se hinca en el fondo de una perforación hecha con el procedimiento y equipo que aseguren el mínimo de azolves en el fondo y la estabilidad de las paredes de la perforación. Se puede emplear ademe metálico en suelos poco estables o bien recurrir al uso de lodos de perforación. El diámetro mínimo de la perforación es de 7.5 cm.

La prueba de penetración consiste en hincar el penetrómetro estándar 45 cm empleando una masa de golpeo de 64 kg con caída libre de 75 ± 1 cm, contando el número de golpes para 3 segmentos de 15 cm (fig. 31). Se define la resistencia a la penetración como el número N de golpes en los últimos 30 cm. Si el penetrómetro no se puede hincar los 45 cm la prueba se suspende cuando se han alcanzado 100 golpes y por extrapolación se deduce el número de golpes N. La intención de no considerar los primeros 15 cm es evitar la zona de alteración que se produce por la perforación. El control de la profundidad de hincado se hace marcando señales en las barras de perforación con referencia a un punto fijo. La masa metálica de 64 kg se levanta con un cable de manila de 19 mm y un malacate de fricción (cabeza de gato) cuidando que el cable sólo de una vuelta en el malacate, para que frene la caída de la masa (fig. 31). El nivel del agua o lodo debe mantenerse constante para

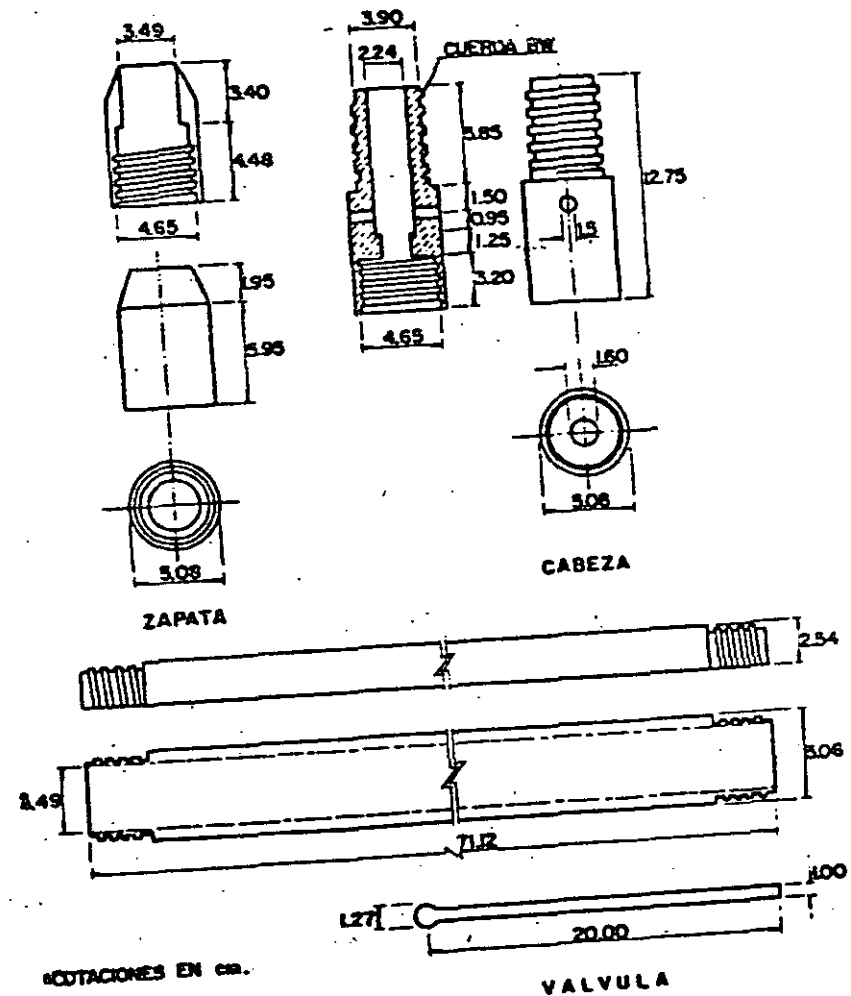


FIG. 29. PENETROMETRO ESTANDAR

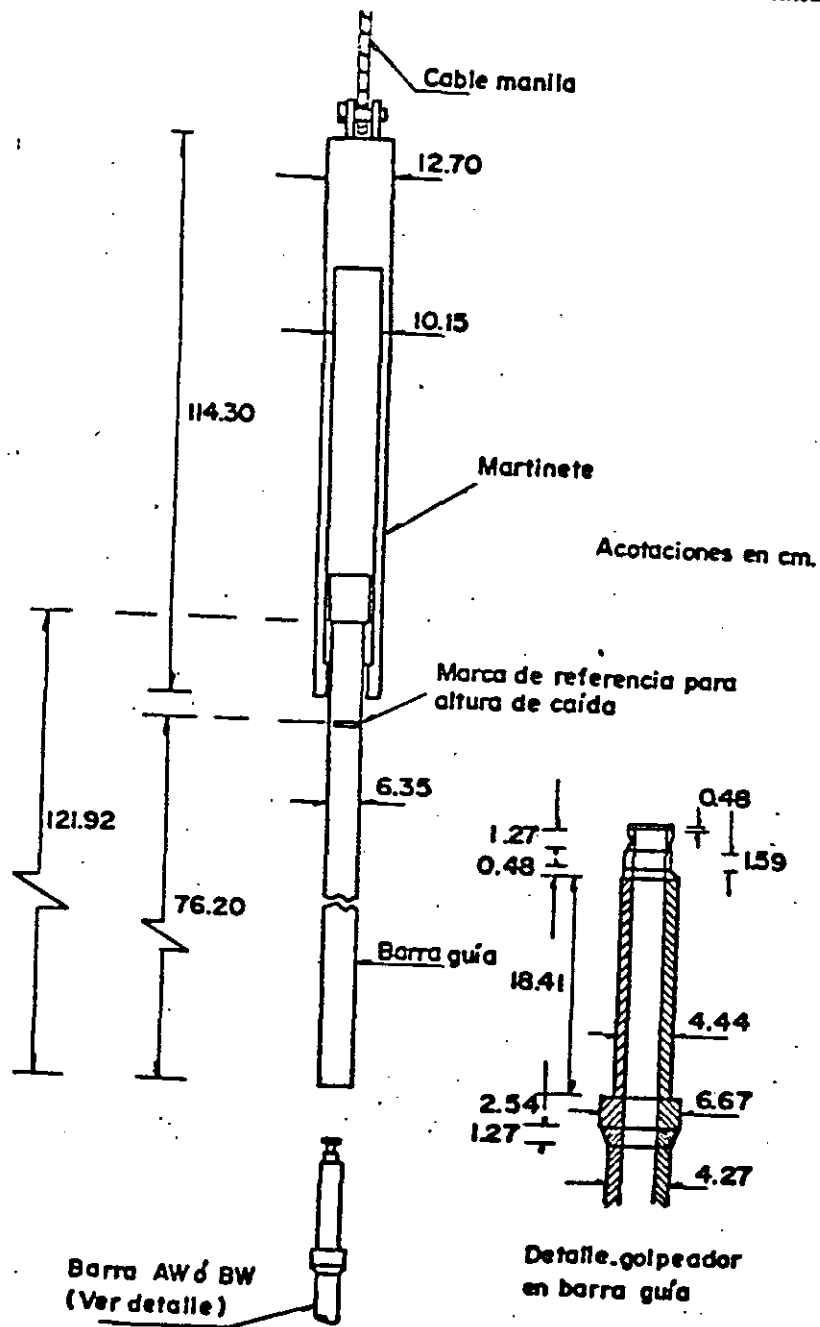


Fig. 30. MARTINETE DE 64 Kg.

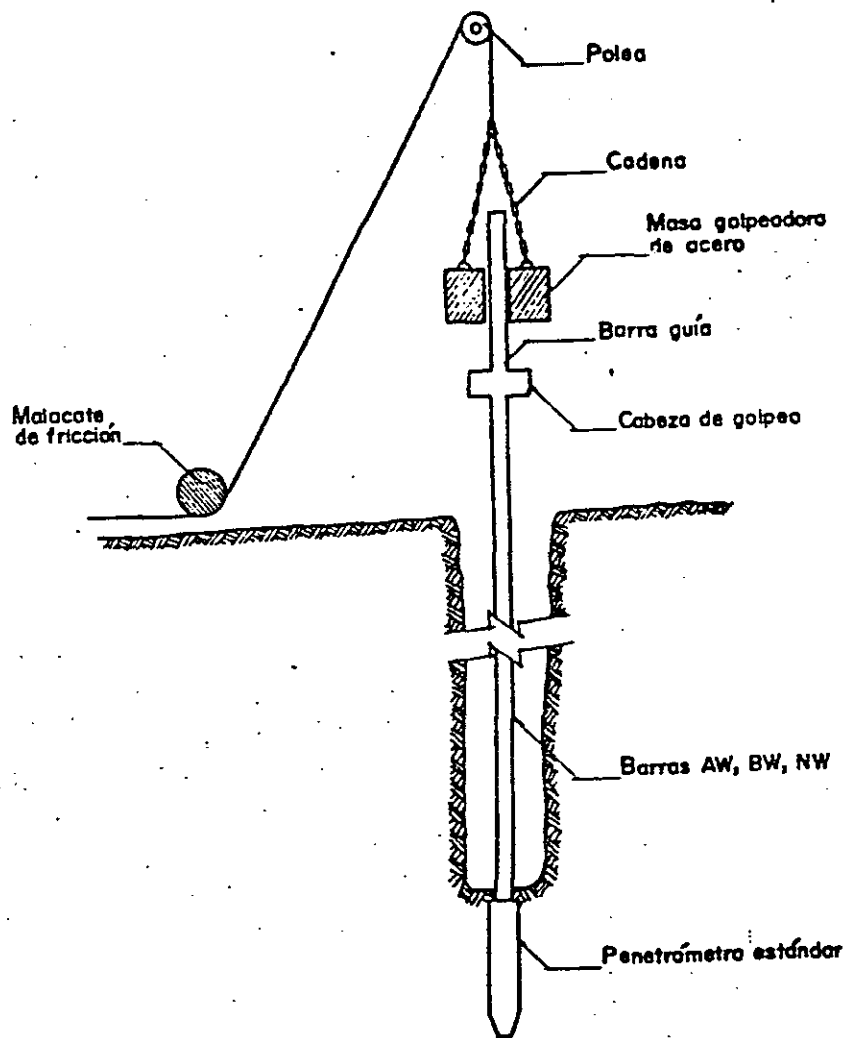


Fig. 31. PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

evitar que ocurra flujo; en caso de presentarse artesianismo, si es posible, se debe colocar un tubo boquilla para levantar el nivel del agua y evitar el flujo. El movimiento de las barras al introducirlas y sacarlas de la perforación debe ser uniforme y lento para evitar que se produzca succión en el fondo. En particular debe vigilarse esto en pruebas en arenas ya que los resultados pueden fácilmente alterarse por estos fenómenos. No se deben emplear brocas de chiflón de descarga por la base.

La limpieza de la perforación es también significativa, ya que el exceso de azolves puede incrementar el número N. El penetrómetro con válvula de esfera y varilla permite introducir el penetrómetro sin válvula y lavar inyectando agua a través de la tubería y penetrómetro; después se deja caer la válvula hasta su posición y se realiza la prueba. De esta manera se asegura la limpieza de la perforación.

Estas pruebas deben realizarse en cada estrato significativo; si el espesor de éste es considerable, se deben hacer varias determinaciones. La supervisión del ingeniero es muy importante para definir la frecuencia con la que deben efectuarse las pruebas. El control de la perforación se hace generalmente en metros, pero considerando que las barras miden 3.05 (10 pies), puede ser más fácil controlarla en pies. El registro de campo que se utiliza para realizar estas pruebas se presenta en la cláusula G; incluye la información general del sondeo, el número de golpes de cada prueba, la clasificación de los suelos, información complementaria e incluye varios renglones de notas para agregar todo lo imprevisto que sea significativo como tipo de lodo empleado, pérdidas del fluido, artesianismo, etc.

Una vez hincado el penetrómetro los 45 cm, se sube a la superficie y se extrae la muestra de él. La muestra se debe clasificar cuidadosamente de acuerdo con el criterio de campo del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y se debe describir con símbolos y con los adjetivos más precisos (cláusula G), si es necesario se utilizan notas aclaratorias; esta labor la debe hacer una persona formalmente entrenada, como se discute en la cláusula F. Finalmente se protegen las muestras como se describe en la cláusula D y se adhiere en los tubos la etiqueta de identificación, cláusula G.

Intención de la prueba. Con la información obtenida en el campo se elabora la parte A del perfil que se mues-

tra en la fig. 32; la clasificación SUCS queda sujeta a modificaciones cuando se determinen las características de plasticidad en el laboratorio, parte B del perfil (fig. 32).

La forma de la gráfica y la clasificación de los suelos permiten conocer la estratigrafía del sitio; para calificar la consistencia de los suelos cohesivos o la compacidad de los suelos granulares se recurre a correlaciones empíricas.

La correlación entre la resistencia a la penetración estándar representada por N y la consistencia de suelos cohesivos se muestra en la fig. 33; conocido N se define la posible resistencia a compresión simple (q_u) y la consistencia del suelo, que varía de muy blanda a durísima. Debe considerarse que esta prueba es poco confiable en suelos cohesivos.

La correlación empírica entre la resistencia a la penetración estándar (N) y la compacidad de suelos granulares se muestra en la fig. 34; conocido en número de golpes N y el esfuerzo efectivo vertical a la profundidad en que se realiza la prueba (σ_{v_0}) se determina un punto en la gráfica; por la zona en que quede se define la compacidad de suelta a muy densa; si $N > 50$ se define como muy compacta. La compacidad relativa (C_r) se determina interpolando la intersección de una recta, que pase por el punto determinado y tenga una inclinación entre las 2 rectas gruesas vecinas, con el eje de las abscisas; puede determinarse también de esta gráfica el ángulo de fricción interna (ϕ) si el material fuera arena media uniforme.

El valor de σ_{v_0} sólo se puede calcular con precisión una vez que se han hecho las determinaciones de pesos en el laboratorio; en el campo puede calcularse tentativamente con la expresión:

$$\sigma_{v_0} = \gamma \text{ seco } h_1 + \gamma' h_2$$

$$\sigma_{v_0} = \cong 1500 h_1 + 900 h_2 \text{ (ton/m}^2\text{, valor aproximado)}$$

donde:

- h_1 = profundidad del nivel freático, m
- $h_1 + h_2$ = profundidad de la prueba, m
- γ = peso volumétrico seco del material
- γ' = peso volumétrico sumergido
- h_2 = profundidad abajo del nivel freático

C.03 Muestreo alterado

La obtención de muestras representativas alteradas de un sitio permite definir su estratigrafía y determinar en el la-

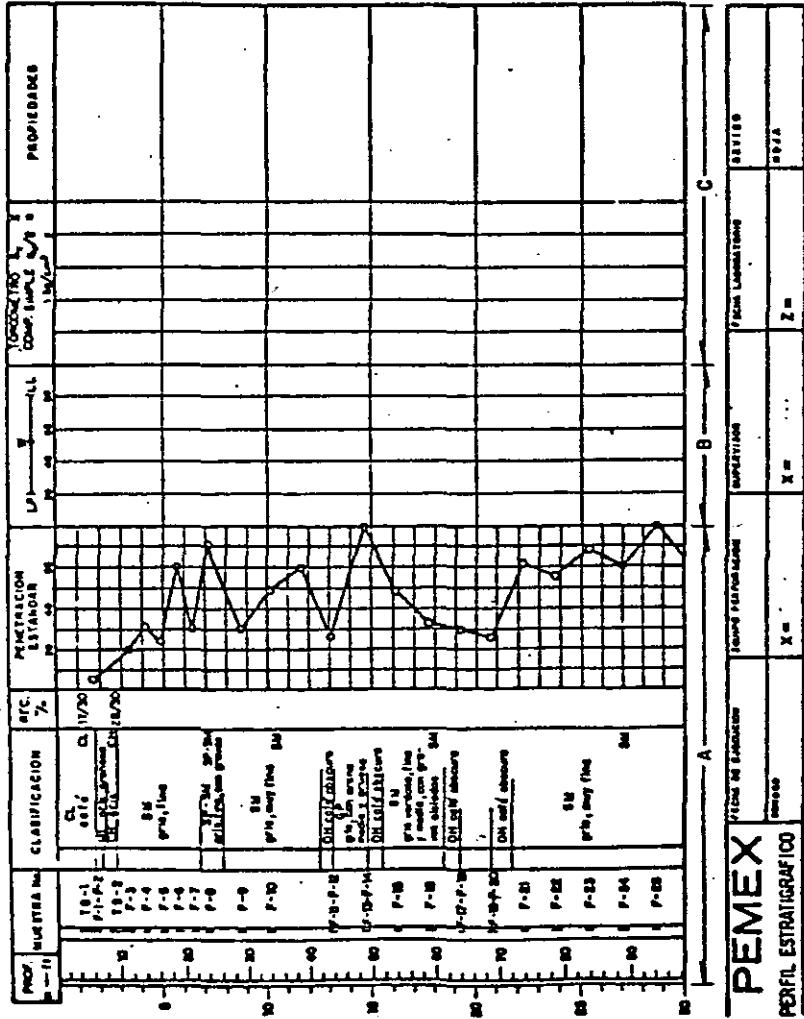


Fig. 32. Gráfico de una prueba de penetración estándar

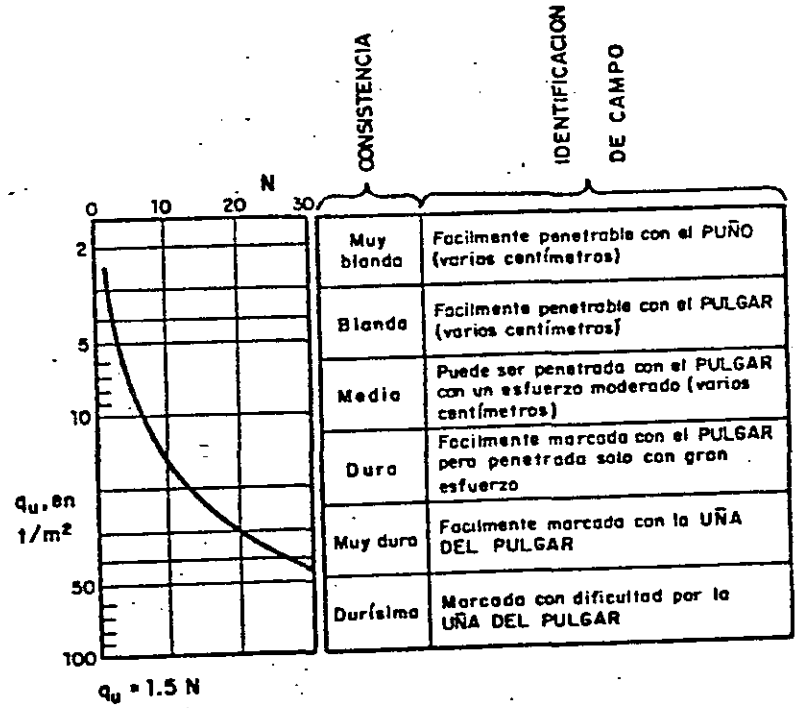


Fig. 33. Correlación entre N y q_u . Identificación en el campo, (ref 9)

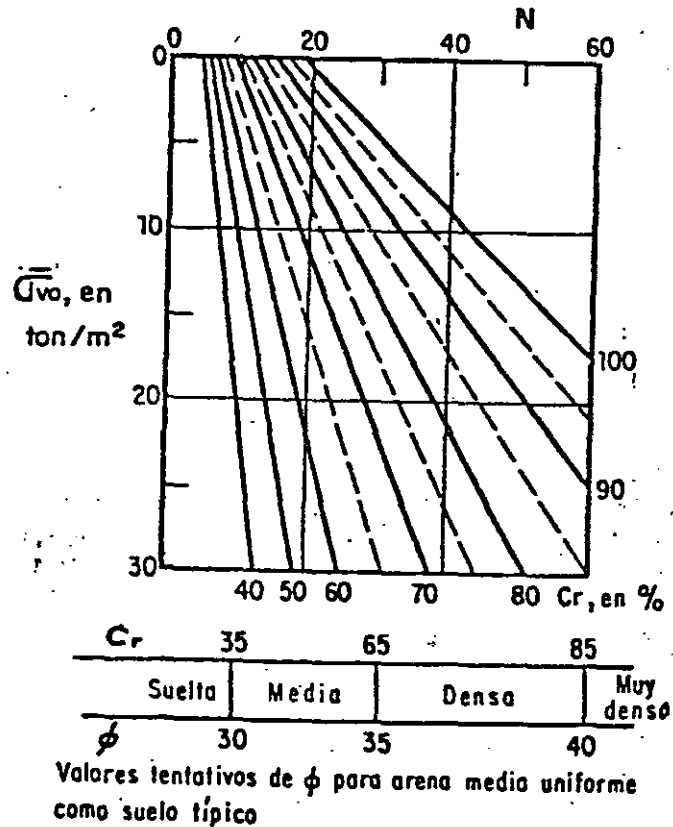


Fig 34. Correlación entre N, \bar{Q}_{vo} y C_r

boratorio, sus propiedades índice para clasificar los suelos encontrados; pueden hacerse también pruebas mecánicas en muestras compactadas.

Las muestras alteradas se pueden obtener manualmente de pozos a cielo abierto, cortes y zanjas; en caso de que se requieran alcanzar profundidades en que los métodos manuales sean ineficientes se utiliza una máquina de perforación y se obtienen muestras a percusión.

Los sondeos alterados se realizarán con propósitos diversos: como parte de una exploración preliminar; para obtener muestras y correlacionar su clasificación con resultados de estudios geofísicos y pruebas de penetración de cono holandés y Sermes; como parte del programa de sondeos de un área grande y frecuentemente se emplean para obtener muestras de bancos de préstamo de materiales.

C.03.a Métodos manuales

Generalidades. Para la obtención de muestras representativas alteradas de pozos a cielo abierto, cortes y zanjas, se empleará herramienta manual o maquinaria para hacer la excavación.

Procedimiento de operación. Las muestras se tomarán a medida que progresa la excavación, conservándolas en bolsas de lona si no interesa mantener el contenido natural de agua y en bolsas de polietileno o frascos de vidrio de cierre hermético si es significativo conservar la humedad natural (cláusula D). En las bolsas o frascos se adhiere la etiqueta de identificación (cláusula G). En el caso de bancos de préstamo es usual tomar muestras integrales a lo largo de una ranura que se hace en una de las paredes del pozo, para estudiar el material que se podría obtener atacando el frente completo del banco.

La exploración mediante pozos a cielo abierto es un procedimiento que con la profundidad se hace muy lento y costoso; la profundidad máxima a la que usualmente se hacen es de 15 m, cuando el abatimiento del nivel freático es factible; en materiales muy permeables llega a ser excesivamente costoso.

En el capítulo G se describe el criterio de adomado de los pozos a cielo abierto.

Se pueden obtener muestras representativas también con herramientas manuales de perforación como la

pala posteadora y las brocas helicoidales (fig. 35). Las muestras se protegen como se describe en la cláusula D y se adhieren en los recipientes la etiqueta de identificación, cláusula G. La profundidad máxima que se puede alcanzar con las herramientas anteriores es de 10 m.

C.0.3.b *Muestreo a percusión*

Generalidades. Se requiere una máquina perforadora que permita alcanzar mayores profundidades que con herramientas manuales. La perforación puede hacerse con alguno de los métodos descritos en el capítulo G.

Procedimiento de operación. Para obtener muestras representativas alteradas se usa generalmente el penetrómetro estándar (C.02.b.2); se han desarrollado otros muestreadores pero han caído en desuso. Se pueden obtener muestras alteradas directamente del suelo que sale de la perforación, en particular cuando se usan brocas helicoidales. Esto no es recomendable porque las muestras están ya muy contaminadas y no se conoce con precisión la profundidad de donde provienen.

C.04 *Muestreo inalterado*

Los objetivos que se buscarán con un sondeo inalterado son: definir la estratigrafía del sitio y obtener muestras que conserven la estructura del suelo (muestras inalteradas) para realizar con ellas pruebas mecánicas que permitan interpretar su comportamiento bajo las condiciones de trabajo que se impondrán. La extracción de muestras inalteradas se puede hacer con métodos manuales o con muestreadores adecuados a las diferentes condiciones que pueden presentarse. Los muestreadores que se describen en este trabajo son los que han demostrado ser de mayor utilidad y simplicidad de operación; no se incluyen muestreadores muy especializados que quedan fuera de una exploración convencional.

C.04.a *Métodos manuales*

Generalidades. Consisten en labrar muestras cúbicas en pozos a cielo abierto, cortes o zanjas, con herramienta manual. Las muestras así obtenidas pueden ser las de menor alteración posible si la operación se hace correctamente pero el

método es poco aplicado por su baja eficiencia y costo elevado.

Equipo. Se requieren picos, palas, espátula, parafina, manta de cielo, brochas y etiquetas de identificación de muestras (cláusula G).

Procedimiento de operación. Se inicia la operación limpiando y nivelando el terreno en un área de unos 50 cm de diámetro, luego se marca la sección deseada y se labran los lados de la muestra; si el suelo es muy blando se cubre la muestra con manta de cielo o con una caja (fig. 36); luego se protege la muestra con parafina y brea (20% brea) y finalmente se recorta su base y se cubre con la misma mezcla. Se debe hacer un registro detallado del sondeo incluyendo la estratigrafía y profundidades a las que se toman las muestras; en la cláusula G se incluye un registro tipo. Las etiquetas de identificación se deben fijar en la parte superior de las muestras, orientándolas al norte.

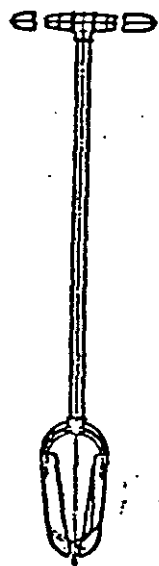
C.04.b *Tubo de pared delgada (Shelby)*

Generalidades. El tubo de pared delgada, conocido también como tubo Shelby, se hinca a presión en el suelo para recuperar muestras relativamente inalteradas. Este muestreador es el de uso más difundido para el muestreo de suelos, finos blandos a semiduros y opera arriba y abajo del nivel freático. **Características.** Este muestreador está constituido por un tubo metálico, usualmente acero o latón, montado en una cabeza que lo une a la columna de barras con que se hinca, aplicando presión desde la superficie.

El tubo es usualmente de 7.5 ó 10 cm de diámetro exterior con espesor máximo de pared de 1.5 mm y longitud generalmente de 90 cm.

La cabeza tiene perforaciones laterales para aliviar la presión dentro del muestreador y una válvula para proteger a la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan al extraerla.

En la fig. 37 se presenta este muestreador con dos tipos de unión entre el tubo metálico y la cabeza, el primero con cuatro pernos "allen" y empaques aro-sello; en el segundo la unión se hace con cuerda repujada semicircular tipo "rope" que no requiere de empaque por el ajuste de la cuerda (ref. 10). Este segundo tipo de unión ha mostrado ser más confiable aún en suelos duros.



Pala posteadora



Barreno helicoidal

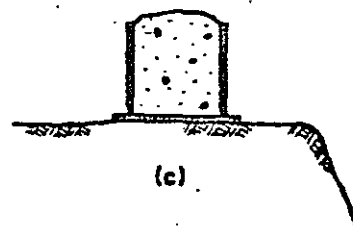
Fig 35. Herramientas manuales para muestreo alterado (ref.11)



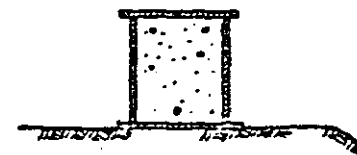
(a)



(b)



(c)



(d)

Fig. 36. PROCEDIMIENTO DE OBTENCION DE MUESTRAS CUBICAS

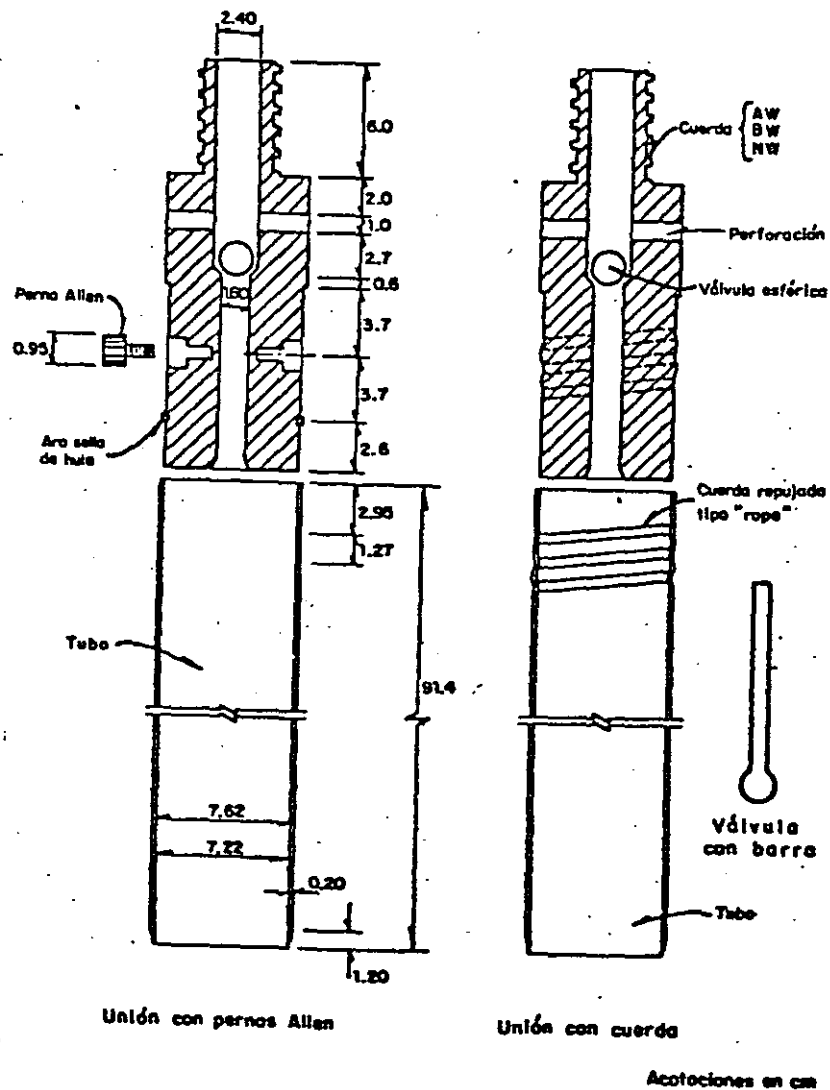


Fig 37. Tubo de pared 4.1gada (ref 10)

El hincado de este muestreador origina esfuerzos que se ejercen sobre la muestra (fig. 38).

W = peso de la muestra

p = presión del fluido sobre la muestra

N = fuerza normal

F = fuerza de fricción

u = presión de poro en la base

R_T = resistencia a la tensión del suelo

H = longitud hincada

L = longitud de la muestra

Las fuerzas normales y de fricción se reducen cuidando que la punta del muestreador tenga la geometría de la fig. 39 y se cumplan las relaciones geométricas siguientes:

$$\text{relación de áreas} = \frac{D_e^2 - D_m^2}{D_m^2} < 10\%$$

$$\text{relación de diámetros} = \frac{D_i - D_m}{D_m} < 2\%$$

donde:

D_e = diámetro exterior

D_i = diámetro interior

D_m = diámetro de la muestra

La presión del fluido sobre la muestra es muy significativa durante la extracción, por ello las barras deben sacarse lentamente pues la muestra se puede salir por exceso de presión en caso de que la válvula no selle correctamente; esta presión hace también necesario el empaque de aro-sello o la unión de cuerda.

Para la extracción, si la resistencia a la tensión es significativa, se gira el tubo antes de subirlo para romper la base de la muestra.

La calidad de la muestra se juzga por la relación de recuperación expresada por:

$$\text{Rec} = \frac{L}{H} (100)$$

donde:

Rec = relación de recuperación, %

Un muestreo de buena calidad es aquel en el que la relación de recuperación se acerca a 100%.

En la fig. 37 se muestra una válvula esférica con una barra de 20 cm, alternativa de la válvula convencional esférica, que permite mayor libertad en la operación como se describe adelante. Los tubos deben estar pintados por dentro para reducir la corrosión.

Procedimiento de operación. Este muestreador se hinca a velocidad constante entre 15 y 30 cm/seg una longitud de 75 cm (considerando tubos de 90 cm de largo) para dejar 15 cm libres donde se alojen los azolves que pudieron quedar; se deja un minuto estático para que la muestra expanda en el interior y aumente su adherencia; se gira el muestreador para cortar la base de la muestra y se saca al exterior donde se limpia, clasifica y protege (cláusulas D y G).

En el registro de campo (cláusula G) se anotan los datos generales del sondeo, la profundidad de la parte superior de la muestra, la presión del sistema hidráulico de fuerza axial de la perforadora, la relación de recuperación y la hora de extracción de la muestra.

En el tubo se adhiere la etiqueta de identificación mostrada en el capítulo G agregándole la relación de recuperación.

C.07.c Barril tipo Denison

Generalidades. Este muestreador consta de dos tubos concéntricos montados en una cabeza con baleros; el tubo exterior gira para cortar al suelo mientras que el interior permanece sin girar y por presión toma la muestra. Durante el muestreo se inyecta agua o lodo que circula entre los dos tubos, enfriando así a la broca y arrastrando al exterior el material cortado.

El barril Denison puede muestrear los suelos en los que el tubo Shelby no puede penetrar, como el caso de arcillas duras, limos compactados o cementados con pocas gravas. Abajo del nivel freático se puede utilizar agua o lodo como fluido de perforación, arriba del nivel freático es necesario utilizar lodos para disminuir la contaminación que provoca el agua.

Características. En la fig. 4) se muestra el diseño más convencional del muestreador Denison que tiene tubos exterior, interior y camisa para alojar la muestra, la cual es usualmente de 10 cm de diámetro y 55 cm de altura; los 16 cm que están del tubo son para los azolves que no hayan sido eliminados.

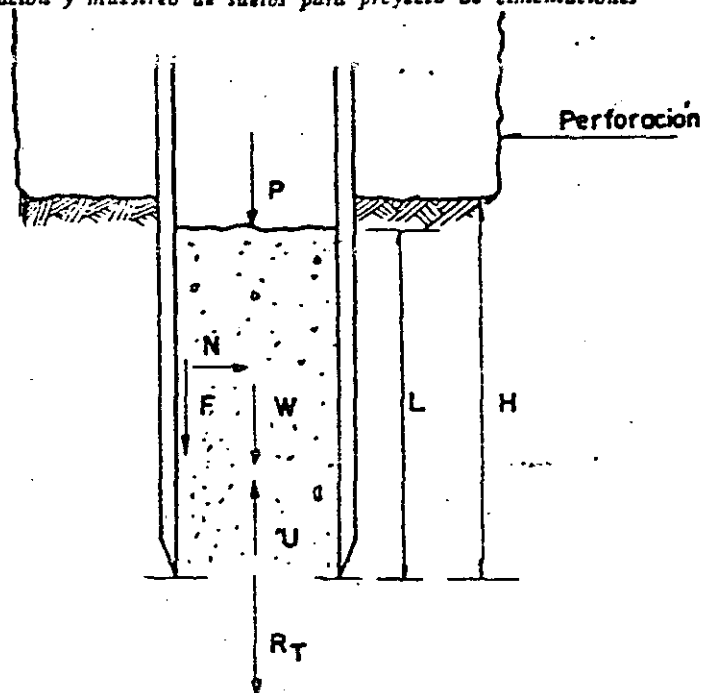


Fig 38 ESFUERZOS DE MUESTREO

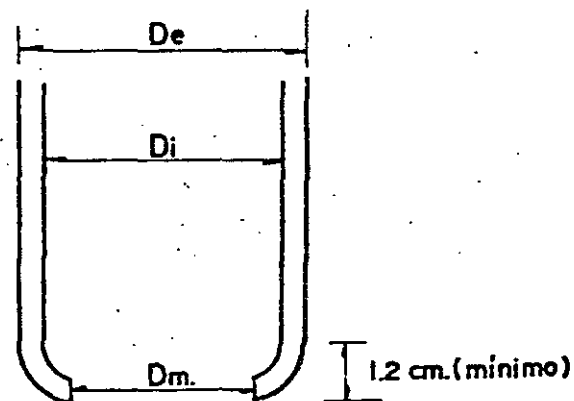


Fig.39 GEOMETRIA DEL TUBO DE PARED DELGADA

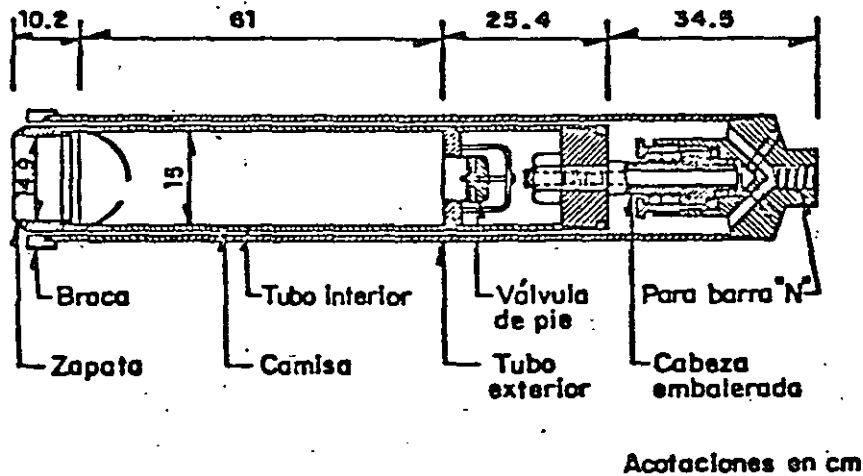


Fig 40. Barril tipo Denison (ref. 11)

Un detalle muy significativo en el muestreador Denison es que la posición relativa del tubo interior respecto a la broca es ajustable. La distancia d (fig. 41) entre el tubo interior y la broca debe variarse con el tipo de suelo; en la tabla 8 se anotan los valores usuales.

Tabla 8. Valores de d según el tipo de suelo.

Suelo	d (cm)
blando	2
duro	0.5
muy duro	0 ó menos*

* remetido el tubo interior.

La broca de corte es una pieza de acero, con pastillas de carburo de tungsteno en las partes de mayor desgaste; básicamente puede cortar en toda el área simultáneamente o en escalones para disminuir las vibraciones (fig. 42).

Recientemente se han desarrollado diseños de muestreadores Denison en los que se sustituye al tubo interior con camisa por tubos de pared delgada y con ello se obtienen muestras de mejor calidad; estos tubos son iguales a los descritos en el párrafo C.04.b; incluso tienen cuerda repujada para fijarse a la cabeza.

Procedimiento de operación. Se baja el muestreador al fondo de la perforación, ajustando previamente la distancia d según el suelo que se esté muestreado (tabla 8), se hinca unos centímetros para evitar que el tubo interior gire y después se inicia la rotación aplicando continuamente presión. La velocidad de rotación varía entre 50 y 200 r.p.m. La longitud de muestreo debe ser menor que la longitud del tubo para poder alojar los azolves; en el Denison que usa tubo de pared delgada se pueden obtener muestras de 10 cm de diámetro y 75 cm de longitud con tubos de 90 cm de largo. Una vez alcanzada la longitud de muestreo se extrae el muestreador y de él la muestra, protegiéndola inmediatamente después de hacer la clasificación (cláusulas D y G). Se anotan en el registro los datos generales del sondeo y se adhiere a la muestra la etiqueta de identificación (cláusula G).

C.04d Muestreador Pitcher

Generalidades. Este muestreador es similar al Denison que utiliza tubos de pared delgada, salvo que tiene un resorte

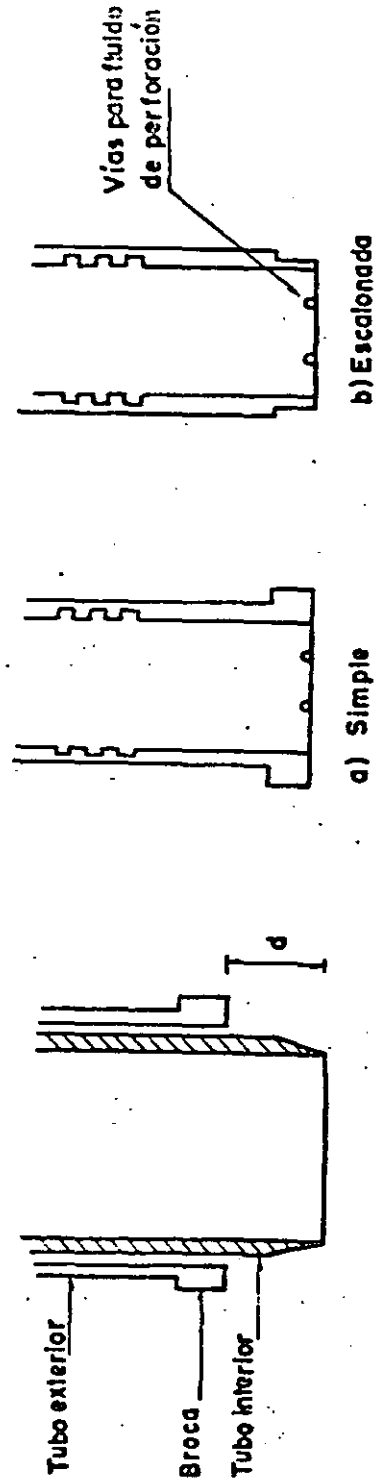


Fig. 41 AJUSTE DEL MUESTREADOR DENISON (corte)

Fig. 42 TIPOS DE BROCAS DENISON (corte)

axial en la cabeza para regular automáticamente la distancia entre la broca y el tubo interior. Los suelos en los que el uso de este muestreador es adecuado son los que tienen estratos de diferentes durezas y espesores; en ellos se puede obtener mejores muestras que el Denison.

Características. El muestreador Pitcher tiene dos tubos concéntricos separados por baleros radiales que mantienen sin girar el tubo interior, que aloja la muestra, mientras que el exterior, que lleva la broca, gira, unido a la tubería de perforación. Un resorte axial separa el tubo interior y el exterior (fig. 43). El tubo interior satisface las características de tubo de pared delgada (C.04.b) para asegurar la buena calidad del muestreo; el diámetro de la muestra puede ser 7.5 ó 10 cm y su longitud de 75 cm. La broca de corte tiene ocho dientes de sierra con pastillas de carburo de tungsteno en la zona de ataque.

Procedimiento de operación. Al introducir el muestreador a la perforación, el tubo interior queda saliendo del tubo exterior y obturando el espacio anular entre los tubos; simultáneamente la válvula deslizante queda abierta (fig. 43a). Cuando el muestreador está por tocar el fondo de la perforación, se inyecta agua o lodo que sale por el tubo interior eliminando así los azolves. Cuando el tubo interior toca el fondo queda estático y el tubo exterior continúa bajando; se abre el espacio anular y el fluido sale por él. Después, el resorte toca la cabeza transmitiendo la fuerza axial al tubo interior quedando el muestreador preparado para iniciar el muestreo.

En el muestreo de materiales blandos el resorte se comprime poco y el extremo del tubo interior queda fuera de la broca hasta 15 cm (fig. 43b); si el material es duro se comprime el resorte, quedando el tubo interior hasta 1.2 cm por dentro de la broca (fig. 43c). La posición relativa entre los extremos del tubo interior y de la broca queda condicionada por la dureza del material, quedando en el resorte una energía que impulsa al tubo de pared delgada al encontrar un material blando después de un material duro.

En suelos blandos el muestreador Pitcher funciona como tubo de pared delgada, la zapata sirve sólo para recortar el material alrededor del tubo y en suelos duros funcionan como muestreador Denison logrando con este mecanismo muestras de buena calidad.

La velocidad de rotación para este muestreo varía entre

100 y 200 r.p.m., el gasto del fluido de perforación, agua para muestreo bajo el nivel freático y lodo para muestreo sobre el nivel freático, varía de 80 a 240 lt/min; con presión máxima de 15 kg/cm². La longitud de hincado es de 75 cm para tubos de 90 cm.

El tubo con muestra se sube a la superficie y se limpia para identificar el material y luego se protege (cláusulas D. y G). Se anotan en el registro de campo los datos del sondeo y se adhiere al tubo la etiqueta de identificación (cláusula G).

C.04.e Muestreador de pistón libre

Generalidades. Los muestreadores de pistón se clasifican en: de pistón fijo, pistón retráctil y pistón libre; los dos primeros requieren tubería doble concéntrica para su operación, lo que los hace poco eficientes comparativamente con el de pistón libre que sólo requiere tubería simple. Existen diversos diseños de muestreadores de pistón libre, algunos tan compactados como el sueco (ref. 14). En esta norma se muestra el diseño de Meijn (ref. 14) adaptado para utilizar los tubos de pared delgada convencionales (C.04.b). El campo de aplicación de los muestreadores de pistón está en los suelos muy blandos, en los que fácilmente se pueden perder las muestras cuando se utilizan tubos de pared delgada, por la presión que ejerce sobre ellas el fluido de perforación, que queda en el muestreador y que con el muestreador de pistón se elimina formándose vacío.

Características. Este muestreador de pistón libre consta de un tubo de pared delgada montado en una cabeza con un mecanismo de pasador que fija el pistón en su posición inicial (fig. 44); el pistón se fija en otra posición con ayuda de esferas metálicas (balines) que deslizan en un plano inclinado y que por fricción sostienen a la barra vertical, estos balines están dentro de una caja llena de aceite. El pistón sella contra el tubo de pared delgada con empaques aro-sello y tiene en su parte inferior una veleta de 4 aspas para hincarlo en el suelo.

El muestreador puede ser de 7.5 ó 10 cm de diámetro y rescatar muestras de 75 cm de longitud.

Procedimiento de operación. La operación se inicia hincando la veleta en el suelo, después se gira el muestreador 90°, quedando fijo el pistón y la barra interior, para soltar el pasador y liberar el pistón; enseguida se hinca el muestreador de forma similar al tubo Shelby (C.04.b); terminando el mues-

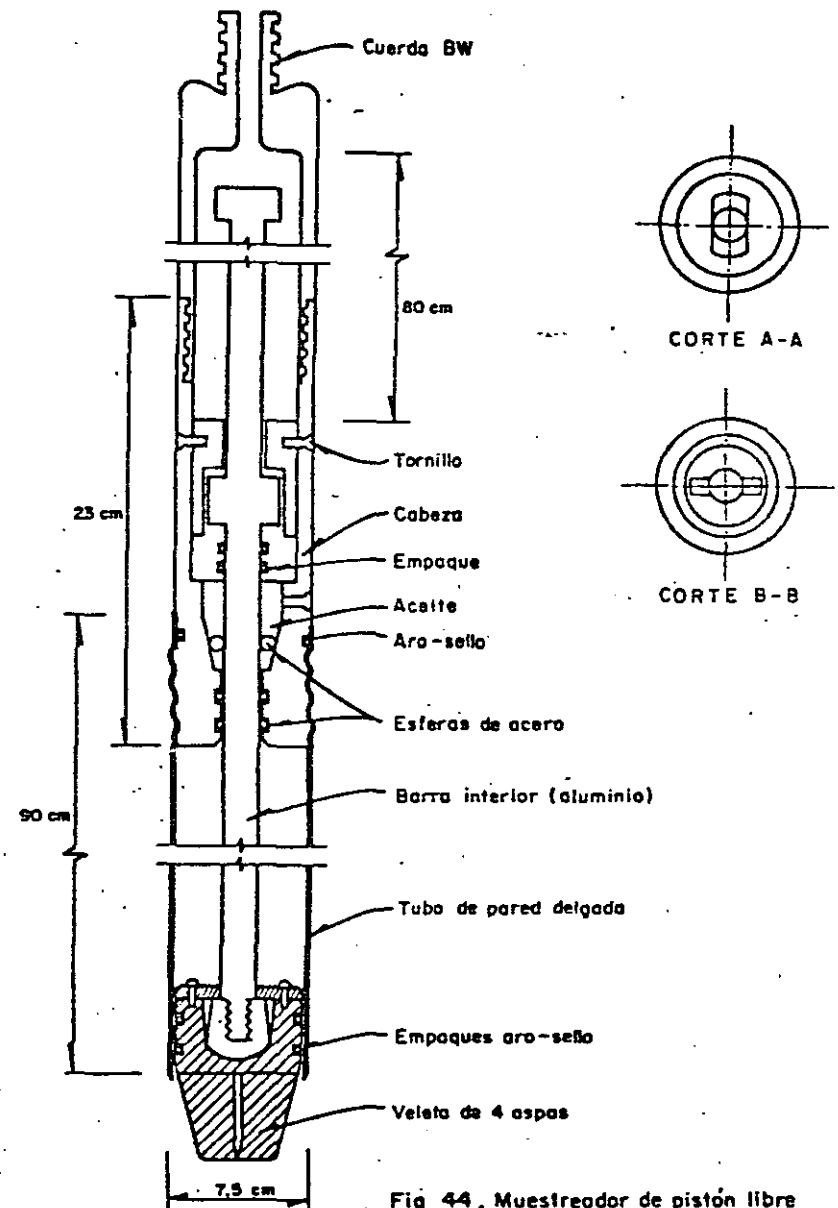


Fig 44. Muestreador de pistón libre

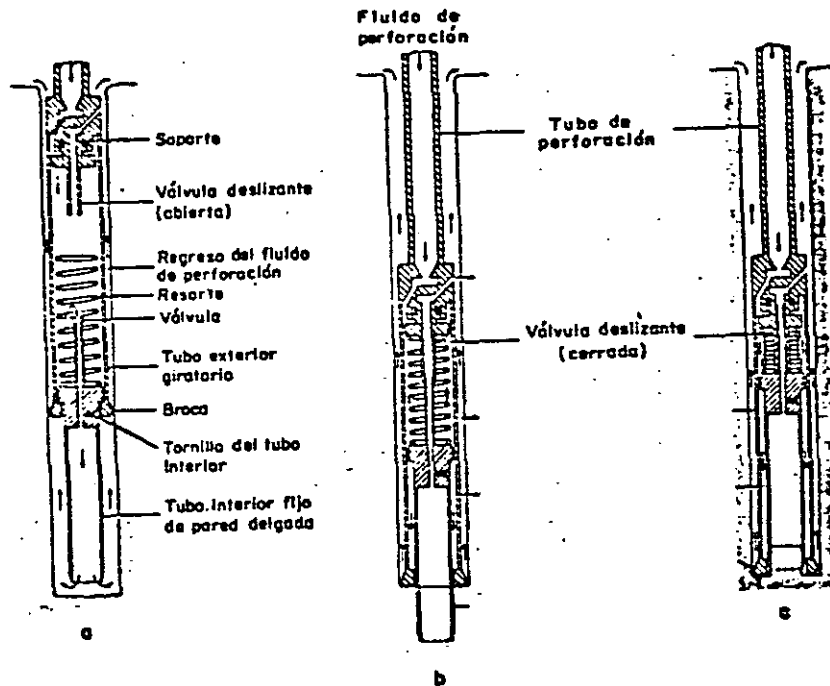


Fig 43. Muestreador Pitcher (ref. 13)

treo se extrae el muestreador, se limpia y se identifica y protege la muestra (cláusulas D. y G). En el registro se anotan los datos del sondeo y se adhiere al tubo la etiqueta de identificación (cláusula G).

C.04.f Tubo rotatorio dentado

Generalidades. Este muestreador es un tubo de pared delgada con dientes de sierra que opera a rotación; su desarrollo es muy reciente y aún no se tienen suficientes experiencias que permitan conocer su rango de aplicación (ref. 10), básicamente funciona en los suelos en los que el Denison y el Pitcher son adecuados; la ventaja sobre estos muestreadores es su simplicidad de operación y bajo costo.

La norma ASTM-D 1587-67 (ref. 15) recomienda evitar el muestreo con tubos Shelby a rotación, pero no excluye específicamente el uso de tubos dentados; de todas maneras es necesario acumular experiencias con este muestreador en diferentes suelos.

Características. El tubo rotatorio dentado es igual al tubo de pared delgada con cuerda repujada tipo "rope" descrito en C.04.b; salvo que en la parte inferior tiene ocho dientes de corte dispuestos simétricamente (fig. 45) que miden de 0.8 a 1 cm de altura y 3 cm de base; la sierra se forma con un diente recto y otro doblado 0.2 cm hacia el exterior, con objeto de reducir la fricción entre el muestreador y el suelo. El diámetro del tubo es 7.5 ó 10 cm y su longitud 90 cm.

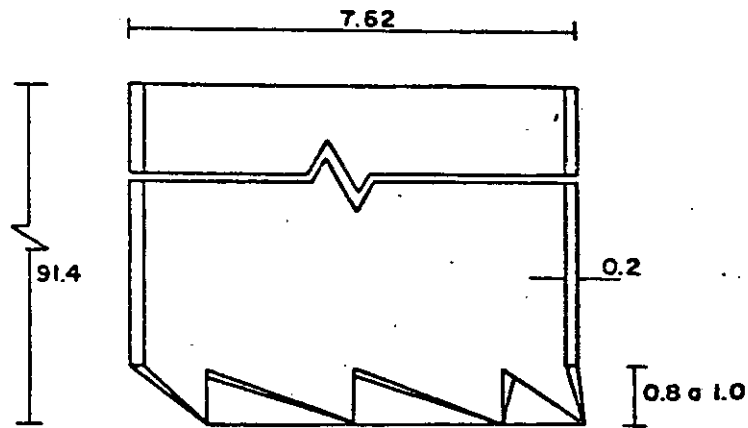
Procedimiento de operación. Este muestreador se opera a rotación con velocidades menores que 100 r.p.m. y presión vertical para que avance con velocidad de 5 cm/seg; la longitud de la muestra es de 75 cm como máximo.

Las muestras obtenidas con este muestreador presentan alteración de la zona perimetral, de 2 a 4 mm de espesor.

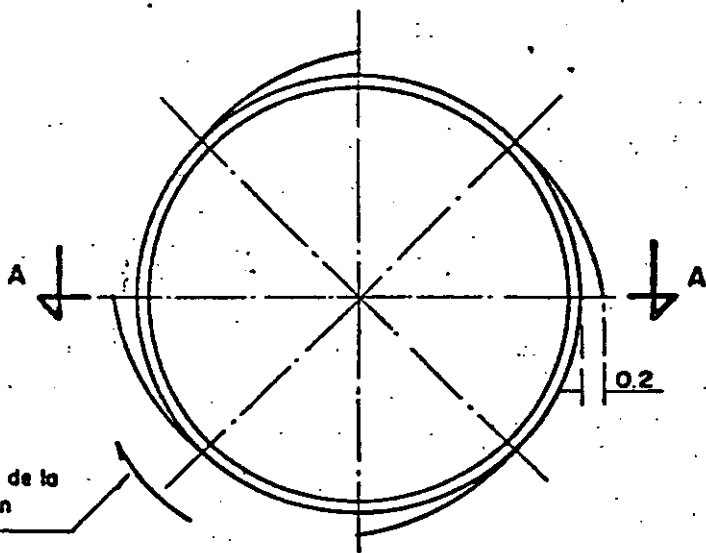
Los tubos con la muestra se limpian, identifican y protegen (cláusulas D y G). Se anotan en el registro los datos del sondeo y se adhiere al tubo la etiqueta de identificación (cláusula G).

C.04.g Barriles muestreadores

Generalidades. El muestreo de suelos muy duros y rocas se realiza con barriles muestreadores que tienen broca de insertos de carburo de tungsteno o de diamantes industriales. Los barriles muestreadores se pueden clasificar en:



CORTE A-A



VISTA SUPERIOR

Acotaciones en cm.

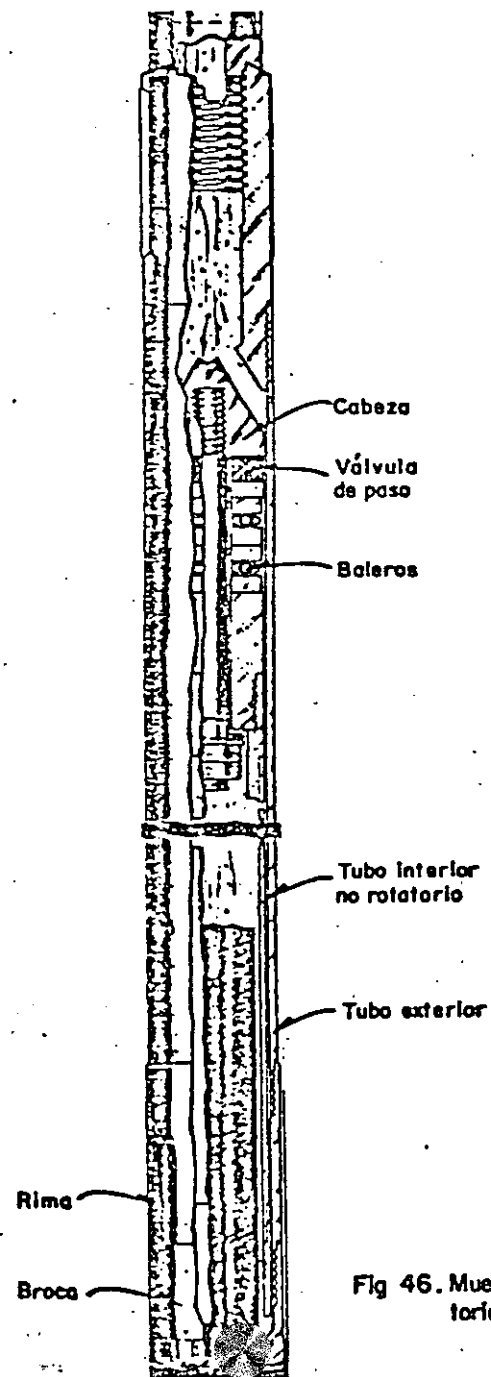
Fig 45. TUBO ROTATORIO DENTADO (Ref.10)

barril sencillo, rígido y doble giratorio. Este último es el más confiable para obtener muestras de buena calidad, consta de dos tubos concéntricos montados en una cabeza con baleros que permiten que el tubo interior permanezca sin girar. Los fabricantes de estos equipos han desarrollado diferentes modelos con características diversas que han llegado hasta la complejidad del sistema de perforación con cable (wire line) para la exploración geológica. En la exploración geotécnica generalmente no se profundiza excesivamente en roca y se pueden utilizar barriles muestreadores dobles giratorios. Los barriles muestreadores se identifican según su diámetro como EX, AX, BX y NX y las muestras que se recuperan varían de 22 mm a 54 mm de diámetro; en la exploración geotécnica se deben obtener muestras NX de 54 mm de diámetro y que a mayor diámetro se incrementa la calidad del muestreo, particularmente en rocas fracturadas.

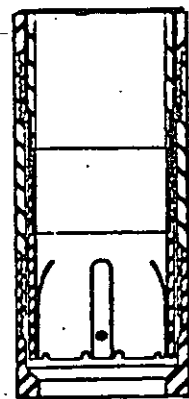
Características. El barril doble giratorio serie L se muestra en la fig. 46, tiene una longitud de 3 m y está integrado por dos tubos concéntricos montados en una cabeza con baleros para independizar sus movimientos, su característica más importante es la válvula de paso, constituida por una rondana de hule de deformabilidad calibrada, que cuando se acuña la muestra se ejerce una fuerza sobre esta rondana y se expande impidiendo el paso al agua, aumentando así la presión del fluido de perforación. El anillo estriado (core lifter) impide que la muestra salga del muestreador; en formaciones muy fracturadas se utiliza una canastilla de láminas flexibles de acero (fig. 46).

La broca y la rima son piezas de acero con diamantes industriales, su procedimiento de fabricación permite gran elasticidad en su diseño. Las características que deben tenerse en cuenta al elegir la broca y la rima son las siguientes:

- el número y tamaño de diamantes, que se define en base a la tabla 9.
- la dureza del metal de la matriz en la que se embotran los diamantes. En la tabla 9 se resumen las posibilidades entre las que se puede elegir.
- la forma, que básicamente puede ser escalonada o convencional (fig. 42) y que puede tener un número variable de canales para la salida del fluido de perforación, usualmente 2 a 8. La forma escalonada, que reduce las vibraciones durante la perforación, es adecuada en formaciones blandas en las que la perforación avanza rápi-



Anillo estriado



Canastilla

Fig 46. Muestreador de barril doble giratorio serie L (ref. 16)

Petrografía	Roca														
	Marga	Caliza	Dolomía	Pizarra	Esquistos	Mica-Esquistos	Arenisca calcárea	Arenisca cuarcílica	Mármol	Gneis	Gneis	Cuarcita	Cuarcita	Granito	
Dureza	Blanda	○													
	Medio dura		○												
	Dura			○		○									
	Muy dura							○		○	○				
	Extremadamente dura											○	○	○	
	Abrasividad	No abrasiva	○	○											
		Moderada abrasividad			○	○			○						
		Abrasiva					○	○		○					
		Muy abrasiva									○	○			
	Estructura	Grano basto	○												
		Grano grande									○				
		Grano medio							○		○			○	○
Grano fino					○					○	○				
Denso/sólido			○	○		○	○								
Recomendaciones para Diamantes y Matrices	Calidad														
	Primera			○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	Segunda	○	○												
	Tamaño piedra (Greda/quilate)														
	10-15	X	X												
	15-20		X	X	X		X								
	20-30			X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	
30-40							X	X	X	X	X	X	X		
40-60									X	X	X	X	X		
Matriz	Normal Hrc 20-30	+	+	+	+				+						
	Dura Hrc 30-40					+	+	+				+			
	Extra dura Hrc 40-50								+	+	+	+	+	+	

TABLA 9. CUADRO PARA LA SELECCION DE CORONAS DE DIAMANTE (REF. 17)

damente; la forma convencional es de uso general, y adecuada en formaciones duras y/o fracturadas.

Para la elección de la broca se debe tener la asesoría del fabricante para reducir las posibilidades de error, que siempre será costoso.

Procedimiento de operación. En el muestreo con brocas de diamante los factores más significativos que deben considerarse son: la velocidad de rotación, la fuerza axial sobre la broca y el gasto del fluido de perforación que se inyecte. La experiencia del operador y el cuidado en la supervisión son también muy significativos.

La velocidad de rotación de las brocas es función de la dureza de la roca y del diámetro de aquéllas, porque experimentalmente se ha encontrado que la velocidad tangencial más adecuada varía de 1 a 4m/seg; en la tabla 10 se anotan los valores más usuales de operación.

Tabla 10. Velocidad de rotación de barriles muestreadores (r.p.m.)

dureza de la roca	velocidad de rotación	velocidad tangencial m/seg	velocidad de rotación diámetro N	velocidad de rotación diámetro B
muy dura	alta	4.0	1000	1250
dura	media	2.1	550	650
blanda	baja	1.2	300	350

La fuerza axial que se aplica al barril es función de la dureza de la roca, del número de diamantes que tiene la broca y de la fuerza que puede aplicarse a cada diamante; en la Tabla 11 se presenta una correlación que puede servir de orientación para definir esta fuerza.

Tabla 11. Fuerza específica para diamantes de tamaño 20 p.p.q.* (ref. 17)

roca	fuerza específica P kg/piedra
granito	1-5
pórfido cuarcífero	2-10
basalto	2-9
lava basáltica	0.5-3
diabasa	2-5
arenisca	1-5
pizarra	1-2
caliza	0.1-6

* ppq: piedras por quilate

El fluido que se inyecta a la perforación, agua o lodo, sirve para arrastrar el material cortado y enfriar la broca; considerando que los fragmentos de roca tienen un tamaño medio de 1 mm y que el fluido sea agua, se requiere una velocidad de flujo de 0.3 a 0.6 m/seg (0.5-1.0 lt/seg para diámetro N y 0.3-0.6 lt/seg para diámetro B), dada la dimensión del espacio anular.

Como se mencionó anteriormente, cuando la muestra se acuña la válvula de hule se expande y hace que la presión del fluido de perforación aumente; el operador al percatarse por el manómetro de la bomba, debe aliviar la fuerza axial impuesta a la tubería y comprobar si la obstrucción desaparece. Si no es así, deberá sacar el barril; de esta manera siempre se obtendrán muestras de buena calidad.

En formaciones muy fracturadas será necesario estabilizar la perforación empleando ademe metálico con zapata de diamantes o bien utilizando cemento para llenar la zona inestable; una vez que fragüe, se reinicia la perforación.

La calidad del muestreo se debe juzgar a través del porcentaje de recuperación (Rec) calculado con:

$$\text{Rec (\%)} = \frac{\text{longitud de la muestra}}{\text{longitud de muestreo}} \cdot 100$$

Si la recuperación es mayor del 85% el muestreo es bueno y si es mayor de 95% es excelente.

La clasificación y descripción de las muestras debe hacerse usando las ideas expuestas en el capítulo G. Será conveniente tomar fotografías a color de las cajas en que se colocan las muestras, descritas en la cláusula D.

La información que debe recopilarse durante la ejecución del muestreo de rocas (capítulo F), incluye el índice de calidad de la roca (RQD = Rock Quality Designation) que se calcula con:

$$\text{RQD (\%)} = \frac{\text{suma de las longitudes de los tramos de muestra mayores de 10 cm de longitud}}{\text{longitud de muestreo}} \cdot 100$$

Los tramos de roca que ajusten con precisión deben tomarse como uno solo.

En el cuadro de observaciones deben registrarse, en caso de haberse presentado, el acuñamiento, el uso de ademes y su tipo, la pérdida del fluido de perforación ya sea total o par-

cial, la naturaleza de los cortes sacados por el fluido de perforación, el descenso brusco del muestreador y cualquier otra condición que se considere de utilidad para la exploración.

D PROTECCION TRANSPORTE Y CONSERVACION DE MUESTRAS

D.01 Muestras representativas alteradas

Estas muestras deben protegerse de contaminación de otros materiales y de los cambios de humedad si se necesita conocer el contenido natural de agua. Para ello se utilizarán frascos de vidrio de boca ancha, de 0.5 lt de capacidad con tapa hermética; se pueden sellar adicionalmente con una mezcla de parafina y brea (20% de brea) que permite conservar el contenido natural de agua durante meses. Debe cuidarse que cada frasco quede identificado como se describe en la cláusula G.

Pueden usarse también bolsas de polietileno como recipientes, aunque son poco confiables. En los casos en que no interese el contenido natural de agua se pueden utilizar bolsas de lona; debe tenerse cuidado que cada bolsa esté identificada con la etiqueta descrita en la cláusula G.

Los frascos y las bolsas de polietileno se colocarán en cajas de cartón o madera para ser transportadas.

D.02 Muestras inalteradas

Las muestras inalteradas deben protegerse de contaminación, cambios de humedad y temperatura, golpes y vibraciones.

Los cubos labrados in situ se van protegiendo mientras se van labrando (C.04.a) con una manta de cielo impregnada con una mezcla de parafina y brea (20% brea) que se aplica con una brocha cuando la mezcla está a punto de solidificarse (60° a 70°), para que sufra menores contracciones y agrietamientos; se colocan después en una caja de madera con empaque de serrín húmedo de 5 cm de espesor, que debe cubrir todas las caras de la muestra.

Las muestras obtenidas en tubos metálicos se colocan en el soporte mostrado en la fig. 47, se limpian y eliminan de ellos los volves y la zona alterada; para esto se utiliza la veleta de limpieza (fig. 48), que corta como cepillo de car-

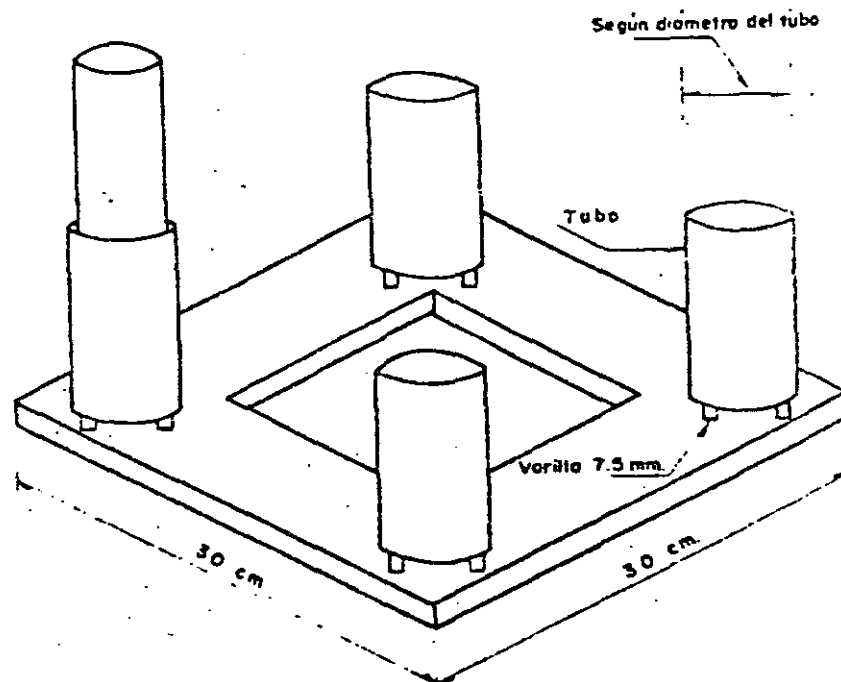


Fig. 47. SOPORTE PARA TUBOS SHELBY

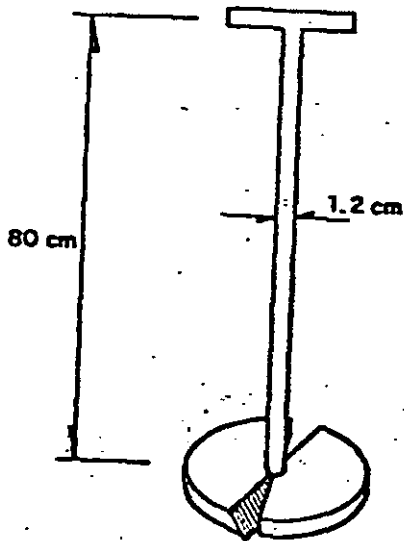
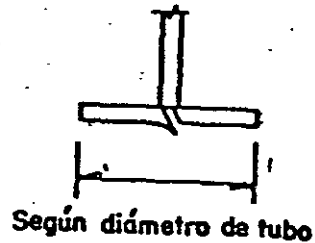


Fig 48. Veleta de limpieza



pintero. Luego se clasifica el material muestreado (cláusula G), se mide la longitud recuperada y finalmente se sellan sus extremos con la mezcla de parafina y brea indicada antes. Los tubos con muestras inalteradas deben transportarse en cajas de madera recubiertas inferiormente con una placa de hule espuma de 7.5 cm de espesor; esta medida reduce a un mínimo la posibilidad de que las muestras pierdan su estructura original debido a golpes y vibraciones.

Al llegar los tubos al laboratorio se cortan en tramos de 25 cm, se extraen de ellos las muestras con un gato hidráulico, se envuelven con plástico auto-adherente y se protegen con tela, parafina y brea. Al hacer lo anterior se debe reclasificar el material y tomar una porción de él para realizar las pruebas índice.

Las muestras así protegidas se conservan en un cuarto con humedad de 100%. Debe tenerse cuidado de que al almacenar las muestras queden plenamente identificadas con la etiqueta correspondiente (cláusula G).

D.03 Muestreo de roca

Las muestras de roca se colocarán en cajas de madera acanaladas, de 10 x 50 x 100 cm.

REFERENCIAS

1. DEPARTMENT OF THE NAVY, Design Manual, *Soil Mechanics Foundations and Earth Structures*, NAVFAC dM-7, 1971.
2. DOBRIN M., *Introduction to Geophysical Prospecting*, McGraw Hill Book Company Inc. 1961.
3. GRANT F. and WEST G., *Interpretation Theory in Applied Geophysics*. McGraw Hill Book Company Inc. 1965.
4. OLHOVICH V., *Curso de sismología aplicada*. Ed. Reverté S.A. 1959.
5. MOONEY H. and WETZEL W., *The Potentials about a Point elec-and Apparent Resistivity Curves for a Two-Three-and Four-Layered Earth*. The University of Minnesota Press, Minneapolis 1956.
6. La Compagnie Générale de Géophysique. *Abaques de Sondage Electrique*. Geophysical Prospecting, Vol 3, suplemento 3, 1955.
7. SANGLERAT G., *The Penetrometer and Soil Exploration*, Elsevier Publishing Company, 1972.
8. ASTM Designation: D 1586-67, *Standard Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils*.
9. MALCEV A., *Interpretation of Standard Spoon Penetration Testing*, The Economic Use of Soil Testing in Site Investigation, Birmingham, 1964.
10. SANTOYO E, MONTAÑEZ L. y MONTEMAYOR F, *Exploración Geotécnica de la 2a. etapa de la Siderúrgica Lázaro Cárdenas-Las Truchas SICARTSA*, México, 1975.
11. Secretaría de Recursos Hidráulicos, *Manual de Mecánica de Suelos*, 1970.
12. CAMBEFORT H., *Perforaciones y Sondeos*, Omega 1968.
13. WINTERKORN H. and FANG H. (ed), *Foundation Engineering Handbook*, Van Nostrand Reinhold Company.
14. HVORSLEV M., *Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes*, ASCE, 1949.
15. ASTM Designation: D 1587-67, *Thin-walled Tube Sampling of Soils*.
16. E.J. Longyear Company, Catálogo Longyear World No. 2.
17. Christensen Diamond Products, *Utiles de Diamantes y su Empleo en Sondeos poco Profundos*.
18. CADLING L. y ODENSTAD S, *The Vane Borer*, Royal Swedish Geotechnical Institute, Proc. 2, 1950.
19. MARSAL R. y MAZARI M, *El Subsuelo de la Ciudad de México*, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1962.
20. ASTM STP 399, *Symposium on Vane Shear and Cone Penetration Resistance Testing of in-situ Soils*, 1966.
21. SANTOYO E., *Cambios en la Resistencia al Corte de las Arcillas del Lago de Texcoco debidas a Consolidación y Explosiones*, Volumen Nabor Carrillo, México 1969.
22. SANTOYO E., *Mediciones con Veleta de la Resistencia al Corte de los Suelos de la Cimentación de la Presa Cerro de Oro*, Instituto de Ingeniería, 1975.
23. Ministère de l'Amenagement du Territoire, de l'Equipment, du Logement et du Tourisme. *Foundations Courantes. d'Ouvrages d'Art*, Fond 72. LCPC Setra.
24. Comisión Federal de Electricidad, *Manual de Diseño de Obras Civiles*, México 1970.
25. Baroid Division, *Baroid Drilling Mud Data Book*.
26. VELAZCO R. *Lodos de Perforación*. Servicio de Información PEMEX.
27. U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, *The Unified Soil Classification System*. Technical Memorandum No. 3-357 VI.
28. SOWERS, G. *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones*, Limusa Wiley, 3a ed, 1970.
29. TERZAGHI and PECK, *Soil Mechanics in Engineering Practice*.
30. MARSAL, R. *Presas Pequeñas*, Publicación 326, Instituto de Ingeniería, UNAM.
31. Comisión de Estudios del Territorio Nacional (CETENAL).
32. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
33. Secretaría de Obras Públicas (SOP).
34. Instituto de Ingeniería (UNAM).
35. Instituto de Geología (UNAM).

PRUEBAS DE LABORATORIO

-INTRODUCCION

- a) Necesidad de realizar pruebas en el laboratorio.

-LABORATORIO

- b) Condiciones que debe cumplir un laboratorio

-EQUIPO

- c) Equipo necesario en un laboratorio

-PRUEBAS INDICE

- d) Clasificación manual y visual de un suelo
- e) Pruebas Índice con fines de clasificación del suelo
- f) Pruebas Índice para conocer las características del suelo

-PRUEBAS MECANICAS

- g) Pruebas mecánicas para conocer la deformabilidad de los suelos (consolidación y P.T.D.)
- h) Pruebas mecánicas para obtener la resistencia del esfuerzo cortante de los suelos.

I COMPRESION SIMPLE Y SUS INCONVENIENTES

II PRUEBAS TRIAXIALES (CD, CV, VV)

III PRUEBAS DE CORTE DIRECTO (CD, CV, VV)

Libro base para el curso de laboratorio:

MANUAL DE LABORATORIO DE SUELOS

Joseph Bewles, Editorial McGraw Hill



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

M E C A N I C A D E S U E L O S

EXPLORACION Y MUESTREO
(segunda parte)

ING. RUBEN BENJAMIN REYEZ.

JUNIO, 1985.

MS.A.025

PETROLEOS MEXICANOS

NORMAS PARA PROYECTO DE OBRAS

**EXPLORACION Y MUESTREO DE SUELOS
PARA PROYECTO DE CIMIENTACIONES**

(SEGUNDA PARTE)

NORMA 2.214.05

Primera Edición

1976

I N D I C E

SEGUNDA PARTE

E	PRUEBAS DE CAMPO	3
E.01	Prueba de veleta	3
E.02	Prueba de permeabilidad Lefranc	10
E.03	Prueba de permeabilidad Nasberg	17
F	SUPERVISION DE CAMPO	19
F.01	Objetivo de la supervisión	19
F.02	Organización del trabajo	19
F.03	Desarrollo de la exploración	23
G	APENDICE	23
G.01	Métodos y equipo de perforación	23
G.01.a	Pozos a cielo abierto	24
G.01.b	Perforación por lavado	28
G.01.c	Perforación a rotación en seco	29
G.01.d	Perforación a rotación con agua o lodo	32
G.01.e	Perforación mixta	36
G.01.f	Perforación de rocas	36
G.02	Lodos de perforación	39
G.02.a	Antecedentes	39
G.02.b	Tipos de lodos	39
G.02.c	Propiedades físicas y controles de campo	41
G.02.d	Preparación del lodo	47
G.03	Clasificación y descripción de suelos y rocas	47
G.04	Registros tipo de los trabajos de campo	63
	REFERENCIAS	75

EXPLORACION Y MUESTREO DE SUELOS PARA PROYECTO DE CIMENTACIONES

NORMA 2.214.05

SEGUNDA PARTE

E PRUEBAS DE CAMPO

Las pruebas de campo permiten determinar in situ propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos. Las técnicas disponibles en este campo de la geotécnica están poco difundidas por la necesidad de emplear equipo y personal especializado; esto limita su aplicación y con ello la adquisición de mayor experiencia que haga más valiosos estos métodos. Se describirán en este trabajo únicamente la prueba de veleta y las de permeabilidad Lefranc y Nasberg, porque son las más frecuentemente realizadas; existen otros tipos de pruebas como las hechas con el presiómetro Menard, el gato Goodman, placas y otras más especializadas que en algunos casos deben considerarse en la planeación de la exploración geotécnica.

E.01 Prueba de veleta

Generalidades. La prueba de veleta sirve para medir la resistencia al corte del suelo en estado natural o remoldeado. La veleta es esencialmente una varilla de acero con cuatro placas verticales delgadas también de acero, que se hinca en el suelo y que al girar genera una superficie de falla cilíndrica; dispone de un mecanismo para la medición del par necesario para producir la falla, que puede ser tan simple como una llave de torsión calibrada. Para eliminar la influencia de la fricción entre las barras de torsión y las paredes de la perforación se han desarrollado mecanismos de medición del par cerca de la veleta, dentro de la perforación [ref 18 a 20].

El campo de aplicación de las veletas ha sido tradicionalmente los suelos cohesivos blandos pero se han desarrollado diseños de veletas que permiten ahora realizar pruebas en suelos cohesivos duros.

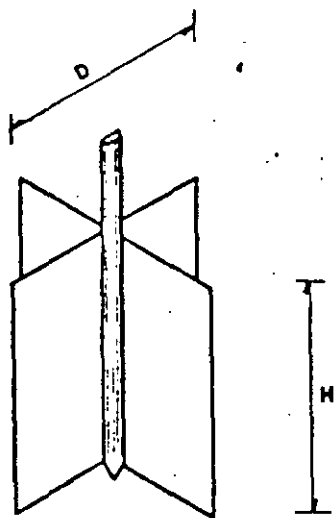
Las ventajas principales de la prueba de veleta son la rapidez y la economía con que se puede obtener informa-

ción; las limitaciones más importantes son la falta de correlaciones confiables y que la prueba genera un proceso de falla progresiva.

Características. Se describen la veleta convencional utilizable en suelos blandos y la veleta para suelos duros. La veleta convencional está formada por cuatro navajas de acero montadas en una varilla también de acero (fig. 49), la altura H de la veleta varía generalmente entre 5 y 20 cm. Las navajas son delgadas y afiladas para que alteren lo menos posible al suelo, la relación entre el área transversal de la veleta y el área transversal de la zona de falla debe ser igual o menor que 6.5%.

La veleta para suelos duros está constituida por una corona de ocho navajas radiales de 1 cm de ancho y 2 cm de altura, montadas en un tubo de 4.1 cm de diámetro con perforaciones laterales que permiten la salida del agua azolve (fig. 50).

En ambas veletas el momento de torsión se provoca desde la superficie con un mecanismo manual que mide el



H mínimo = 5 cm.

H máximo = 20 cm.

FIG. 49 VELETA CONVENCIONAL

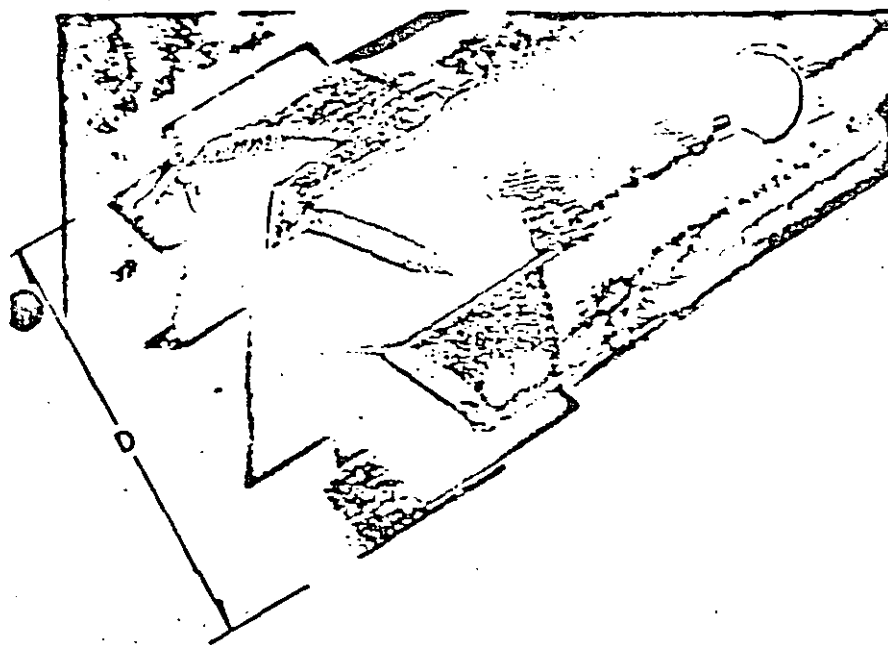


FIG. 50 VELETA PARA SUELOS DUROS

ángulo de giro; el momento se transmite mediante una columna de barras de acero de 3.49 cm (BW) de diámetro y se mide con una celda sensible, instrumentada con deformímetros eléctricos (strain gages), instalada arriba de la veleta para eliminar de la medición la influencia de la fricción de las barras con las paredes de la perforación. En la fig. 51 se muestran esquemáticamente dos celdas sensibles y sus características más importantes.

La descripción detallada de la celda instrumentada de baja capacidad se presenta en la referencia 21. Con veletas convencionales, ésta celda mide resistencias hasta de 1 kg/cm^2 y con veletas de suelos duros hasta de 5 kg/cm^2 (fig. 51a). La celda sensible de alta capacidad (fig. 51b) puede medir, con veletas para suelos duros, resistencias hasta de 13 kg/cm^2 y está instrumentada con cuatro deformímetros eléctricos. (ref 22).

Procedimiento de operación. La operación de ambas veletas es similar: se hince la veleta que quede en la zona no alterada por la perforación; la veleta convencional se hince 30 cm y la de suelos duros 5 cm. La fuerza

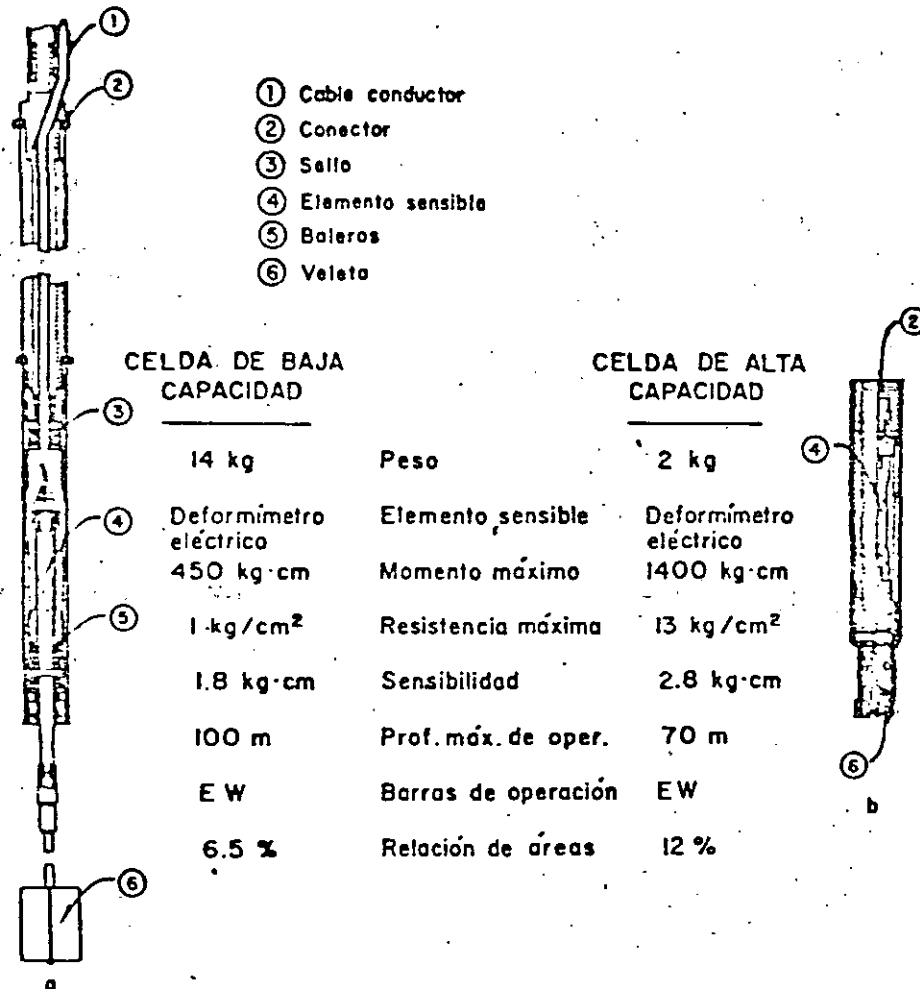


FIG. 51 CELDAS SENSIBLES PARA LA MEDICIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE IN SITU

necesaria para el hincado de la veleta se aplica con el sistema de gatos hidráulicos de la máquina perforadora usada para hacer el sondeo. En la fig. 52 se muestra esquemáticamente la preparación de la prueba.

La etapa de falla se hace con una velocidad de rotación de 4 a 6 grados por minuto, la falla se alcanza entre 3 y 10 minutos generalmente. Una vez alcanzada la falla se gira la veleta a una velocidad mayor durante un minuto, generalmente 200 grados por minuto, para remoldear el material, y después se reanuda la prueba a la misma velocidad anterior para definir la resistencia remodelada. Concluida una prueba, si es posible, se hinca la veleta hasta otra profundidad y se repite la prueba; si no es posible hincar la veleta se saca, se avanza la perforación y se coloca nuevamente la veleta.

Estos aparatos deben calibrarse con frecuencia y la prueba hacerse con el mismo factor de celda G (Gage factor de las celdas SR4) adoptado en la calibración para que las constantes de calibración (K) se repitan.

En el capítulo G se incluyen un registro tipo para estas pruebas de veleta.

Interpretación de la prueba. Las pruebas realizadas con veletas convencionales se interpretan considerando una distribución de esfuerzos uniforme en el área lateral del cilindro de corte y triangular en las caras del cilindro (fig. 53); esta hipótesis conduce a la siguiente expresión para la resistencia al corte (S_v):

$$S_v = \frac{K \Delta L}{3.66 D^2}$$

donde:

K = constante de calibración

ΔL = deformación de la celda sensible

D = diámetro de la veleta

Las pruebas realizadas con veletas para suelos duros se interpretan aceptando que la superficie de falla queda definida por el perímetro exterior de la veleta (fig. 53); esta hipótesis se ha confirmado tomando muestras después de realizadas algunas pruebas para observar la superficie de corte desarrollada. Aceptando que la resistencia al corte del suelo (S_v) es uniforme se obtiene la expresión:

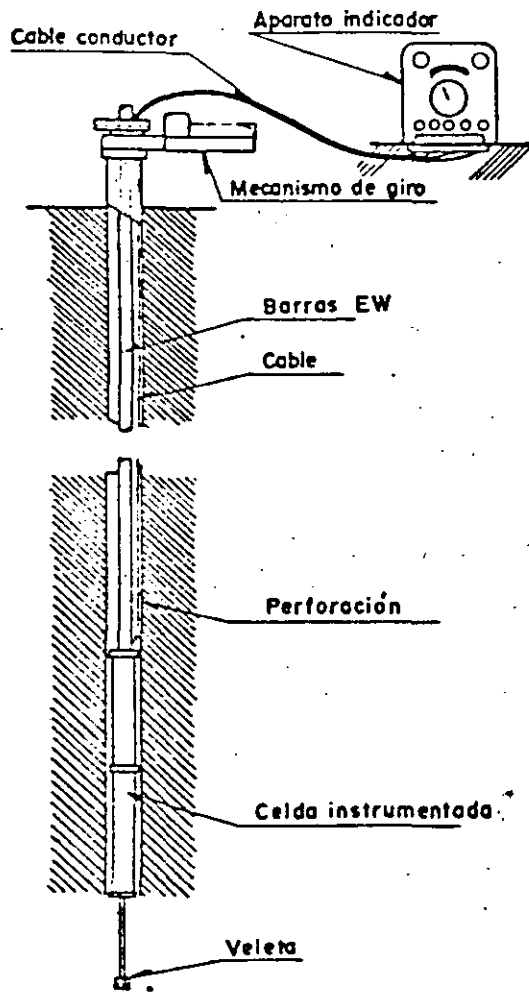
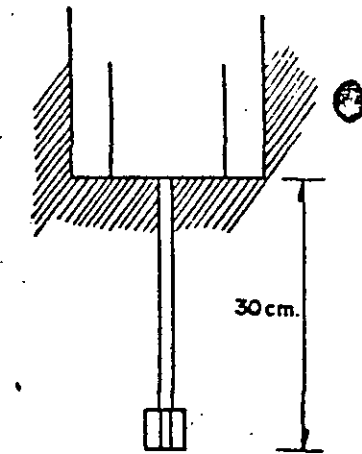
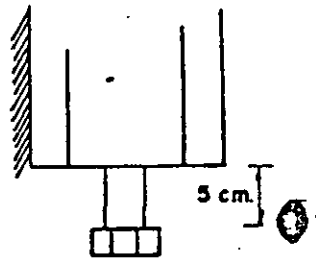


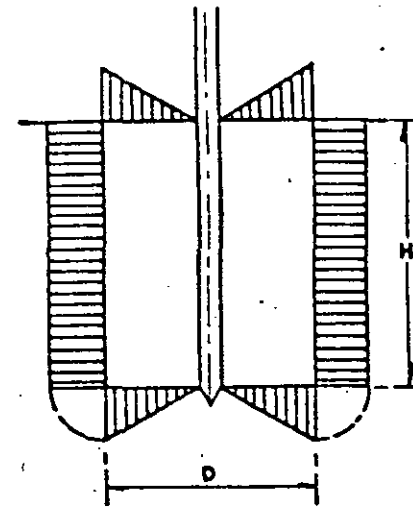
FIG. 52 PRUEBA DE VELETA



a) Suelos blandos



b) Suelos duros



a) Suelos blandos

$$S_v = \frac{M_m}{\pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)}$$

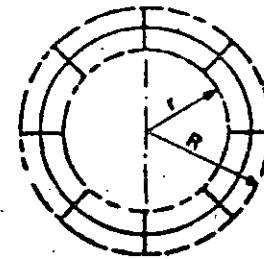
para $H = 2D$

y $M_m = K \Delta L$

$$S = \frac{K \Delta L}{3.66 D^3} \quad \text{--- (1)}$$

K = constante de calibración

ΔL = lectura del indicador



b) Suelos duros

$$S_v = \frac{M_m}{2 \pi h R^2 + \frac{2}{3} \pi R^3}$$

para $R = 2.47 \text{ cm}$

$h = 2.00 \text{ cm}$

y $M_m = K \Delta L$

$$S_v = \frac{K \Delta L}{108.23} \quad \text{--- (2)}$$

K = constante de calibración

ΔL = lectura del indicador

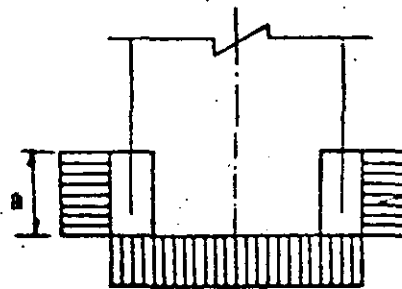


FIG. 53 INTERPRETACION DE PRUEBAS DE VELETA

$$S_r = \frac{K \Delta L}{108.23}$$

donde

K = constante de calibración

ΔL = deformación de la celda sensible

Con los datos de la prueba se hace una gráfica tiempo vs resistencia al corte (fig. 54) y de ella se determina la resistencia máxima y la resistencia remoldeada. La sensibilidad del suelo se puede calcular con:

$$S = \frac{\text{resistencia máxima}}{\text{resistencia remoldeada}}$$

E.02 Prueba de permeabilidad Lefranc

Generalidades. Esta prueba permite determinar la permeabilidad local de suelos y rocas muy fracturadas localizados abajo del nivel freático. Para la medición de la permeabilidad de rocas sanas la prueba Lugeon es más apropiada (ref 11, 13, 23) sobre todo en la exploración para boquillas de presas. Para la determinación de la permeabilidad en zonas grandes se utilizan, las pruebas de bombeo (ref 11 y 13).

La prueba Lefranc consiste en inyectar o extraer agua de una perforación con una carga hidráulica pequeña y medir el gasto correspondiente; la carga hidráulica puede ser constante o variable según el tipo de suelo; en general en suelos permeables ($k > 10^{-4}$ cm/seg) como arenas y gravas la prueba se hace de inyección y carga constante y en suelos poco permeables ($k < 10^{-4}$ cm/seg) como arenas finas, limos y arcillas se hace la prueba de extracción con carga variable.

Equipo. El equipo necesario para la prueba de inyección se muestra en la fig. 55, está integrado con: a) un tanque para suministrar un gasto constante, b) un tanque de volumen conocido para medir el gasto, c) tubería de conducción, d) una sonda eléctrica para determinar la posición del nivel del agua, e) ademe metálico N en caso de no haberse usado en la perforación y f) un cono con una válvula de tres vías que permite el paso del agua a la conducción y la medición del gasto usando el tanque de volu-

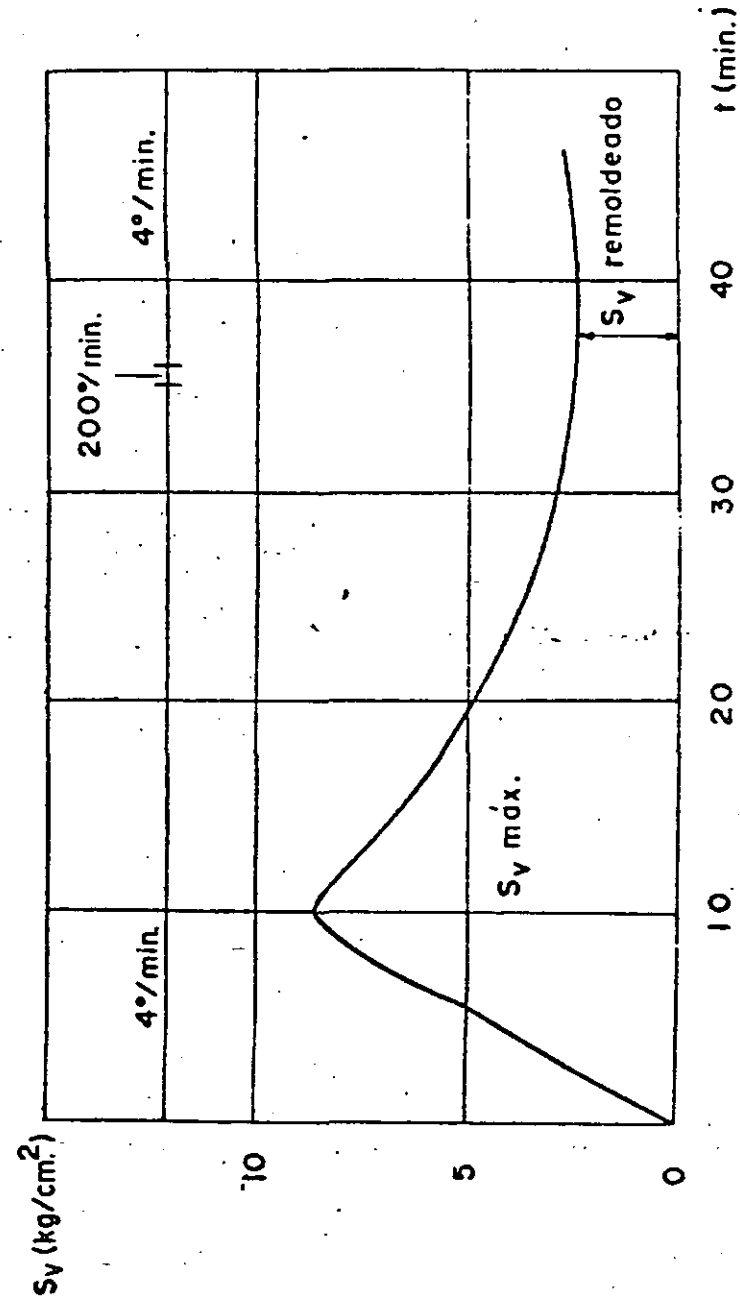


FIG. 54 GRÁFICA DE UNA PRUEBA DE VELFIA EN SUELO DURO

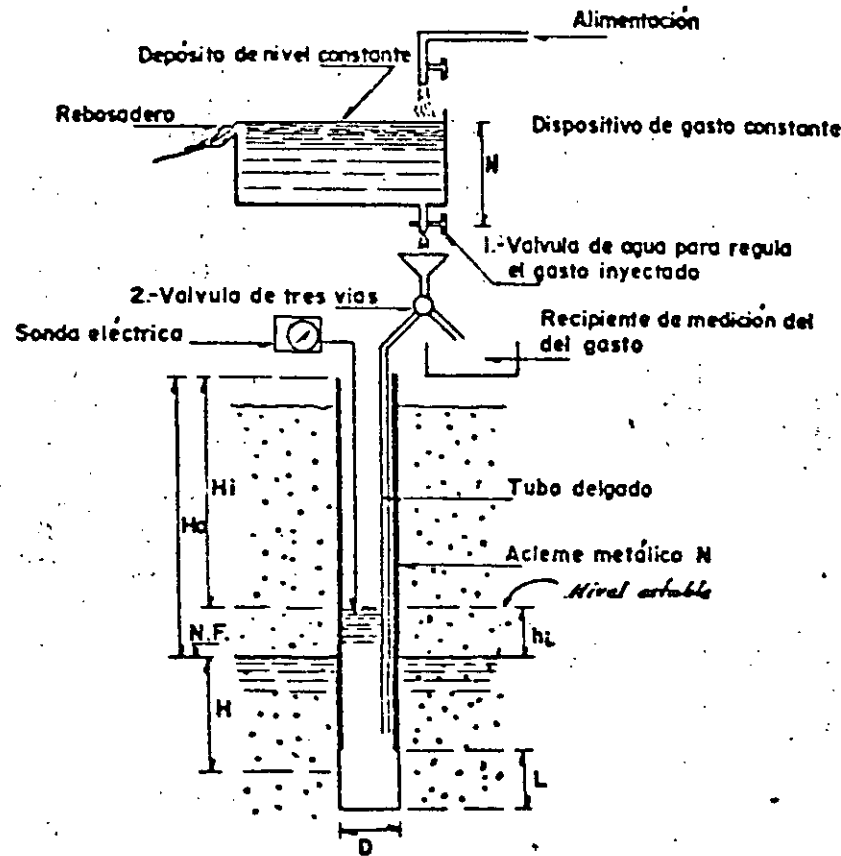


FIG. 55 DISPOSICIÓN DEL EQUIPO PARA LA PRUEBA LEFRANC DE INYECCIÓN CON CARGA CONSTANTE

men conocido; puede usarse un tubo Venturi para medir el gasto.

El equipo para la prueba de bombeo o extracción es todavía más simple, está compuesto por a) un tubo metálico cerrado en el fondo con el que se extrae agua de la perforación bajándolo con un cable b) una sonda eléctrica para determinar la variación del nivel dentro de la perforación y c) ademe metálico en caso de no haberse usado en la perforación.

Procedimiento de operación. En ambas pruebas una vez instalado el equipo se coloca la parte inferior del ademe a una distancia L del fondo de la perforación que debe haber sido hecha sin lodo; esta distancia será nula para obtener la permeabilidad local vertical y 40 cm para obtener la permeabilidad local horizontal, luego se mide la profundidad del nivel freático (H_0) respecto a la parte superior del ademe.

En la prueba de inyección se llena el tanque y se abre la válvula de aguja y la de tres vías para introducir un gasto constante en la perforación; se mide con la sonda eléctrica la variación del nivel del agua en la perforación (H_1) con el tiempo respecto a la parte superior del ademe y se anota en la hoja de registro (capítulo G), cuando se haya estabilizado el nivel por 10 minutos se tendrá el valor de la profundidad (H_1) para el gasto (q_1) que se mide haciendo pasar el agua al recipiente de volumen conocido (V) y tomando el tiempo (t) que tarda en llenarse. Estos datos se anotan también en el registro.

Una vez medido el gasto se hace pasar el agua nuevamente a la perforación mediante la válvula de tres vías y se abre más la válvula de aguja para incrementar el gasto. Se hacen varias pruebas, generalmente cuatro, que se pueden realizar en unas dos horas. En la prueba de extracción se determina la posición del nivel freático como en el caso anterior y se saca agua de la perforación con un recipiente de tubo, cerrado en la parte inferior, para abatir el nivel del agua (fig. 56) y se determina la posición del nivel del agua dentro del ademe a diferentes tiempos para poder hacer la gráfica recuperación-tiempo. La medición del nivel del agua dentro del ademe se hace respecto a la parte superior del mismo.

Interpretación. La interpretación de estas pruebas se hace

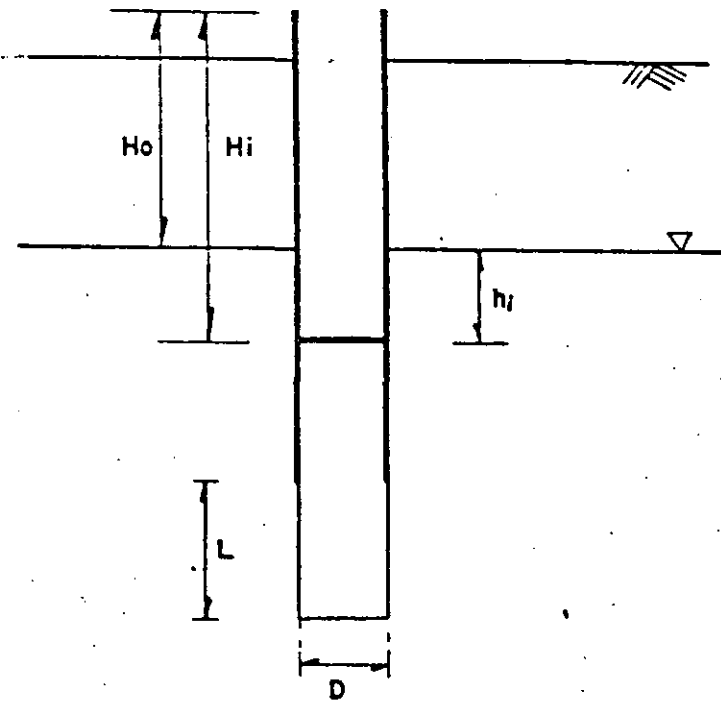


FIG. 56 PRUEBA LEFRANC DE EXTRACCION CON CARGA VARIABLE

basándose en la Ley de Darcy para las condiciones de flujo y de frontera impuestas en cada caso.

En la prueba de carga constante se obtiene la gráfica cargas-gastos. Las cargas (h_i) se calculan con la expresión:

$$h_i = H_o - H_i$$

donde:

h_i = carga hidráulica para un gasto q_i , metros

H_o = posición inicial del nivel freático respecto a la parte superior del ademe, metros

H_i = posición estable del nivel de agua dentro del ademe para un gasto q_i , metros

y el gasto correspondiente para la profundidad estable H_i se calcula con:

$$q_i = \frac{V}{t_i}$$

donde

q_i = es el gasto constante para la profundidad estable H_i , m^3/seg

V = volumen del recipiente, m^3

t_i = tiempo que tarda en llenarse, seg

De la gráfica (fig. 57) se puede determinar la permeabilidad aplicando la siguiente expresión:

$$k = \frac{q_i}{c h_i} = \frac{m}{c}$$

donde

k = coeficiente de permeabilidad m/seg

q_i = gasto constante inyectado m^3/seg

c = coeficiente de forma (tabla 12), m

h_i = carga hidráulica, m

m = pendiente de la recta (fig. 57)

La relación L/D , figuras 55 y 56, define la forma aproximada de la cavidad en que se genera el flujo y con ello el valor del coeficiente c (tabla 12), también define si la

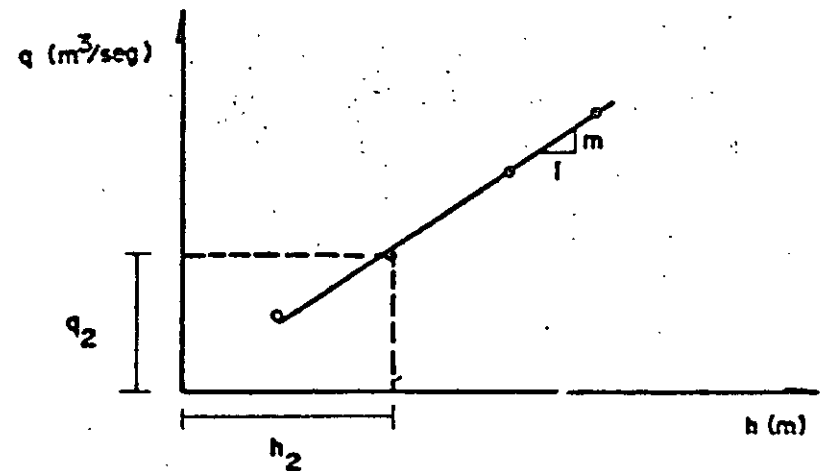


FIG. 57 GRAFICA TIPICA DE UNA PRUEBA LEFRANC DE CARGA CONSTANTE

permeabilidad calculada corresponde a la vertical, horizontal o promedio.

TABLA 12
COEFICIENTE DE FORMA (Ref 23)

Relación L/D	Forma de la cavidad	permeabilidad local	Coefficiente c
0	disco	vertical	$c = 2D$
$0 < \frac{L}{D} < 1$	esfera	promedio	$c = 2\pi D \sqrt{\frac{L}{D} + \frac{1}{4}}$
$1 < \frac{L}{D} < 4$	elipsóide	horizontal	$c = \frac{2\pi L}{L_n \left(\frac{L}{D} + \left(\frac{L}{D} + 1 \right)^{1/2} \right)}$
> 4	cilindro		$c = \frac{2\pi L}{L_n \left(\frac{2L}{D} \right)}$

De la prueba de carga variable se obtiene la gráfica de recuperaciones-tiempo (fig. 58). Las recuperaciones (h_1) para cada tiempo se calculan de igual forma que en el caso anterior. ($h_1 = H_1 - H_0$)

El coeficiente de permeabilidad se calcula con la expresión:

$$k = \frac{\pi D^2}{4c(t_2 - t_1)} \log_e \frac{h_1}{h_2}$$

donde

- k = coeficiente de permeabilidad, m/seg
 h_1, h_2 = recuperaciones en los tiempos t_1 y t_2 , en metros
 t_1, t_2 = tiempos en que fueron hechas las mediciones para determinar h_1 y h_2 , seg
 \log_e = logaritmo natural
 c = coeficiente de forma (tabla 12), en metros
 D = diámetro de la perforación, figura 55, en metros

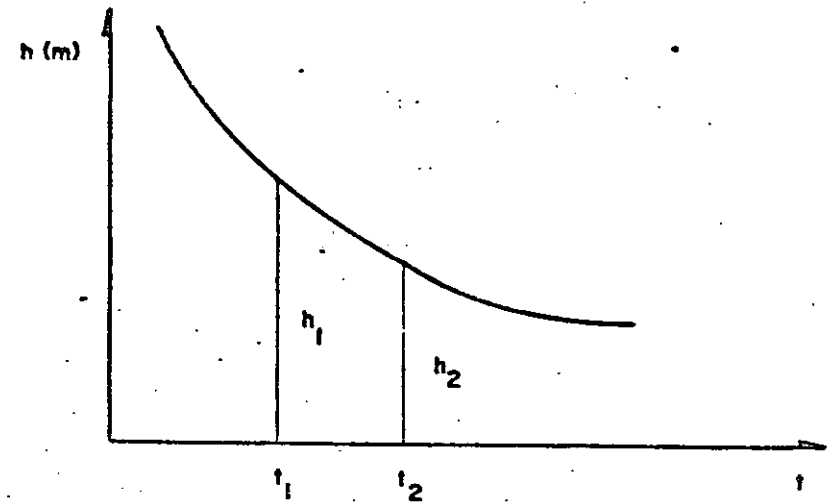


FIG. 58 GRÁFICA TÍPICA DE UNA PRUEBA LEFRANC DE CARGA VARIABLE

Se calculan varios valores de k tomando pares de puntos contiguos de la gráfica recuperación-tiempo y con ellos se obtiene un valor promedio de k .

E.03 Prueba de permeabilidad Nasberg

Generalidades. La prueba Nasberg permite determinar la permeabilidad local en materiales no saturados. Se utiliza en rocas muy fracturadas y suelos; la medición se debe realizar en una perforación que no haya sido hecha con lodo.

Equipo. El equipo que se requiere es el siguiente:

- sonda eléctrica,
- tubería de conducción,
- ademe N ,
- medidor de gastos, que puede ser un tubo Venturi o un dispositivo como el usado en la prueba Lefranc de carga constante y e) tanque para suministro de agua.

Procedimiento. Instalado el equipo de manera similar al de la prueba Lefranc se levanta el ademe una distancia L por encima de la base de la perforación (fig. 59) y se determina H_0 , se suministra agua a la perforación con un

gasto constante, midiendo el nivel del agua dentro de la perforación; se anota en la hoja de registro (capítulo G) la variación del nivel con el tiempo y cuando se haya estabilizado el nivel del agua durante 10 minutos se tendrá la profundidad de equilibrio (H_1) para el gasto suministrado (q_1). Se hacen varias determinaciones con diferentes gastos para calcular el promedio de permeabilidad.

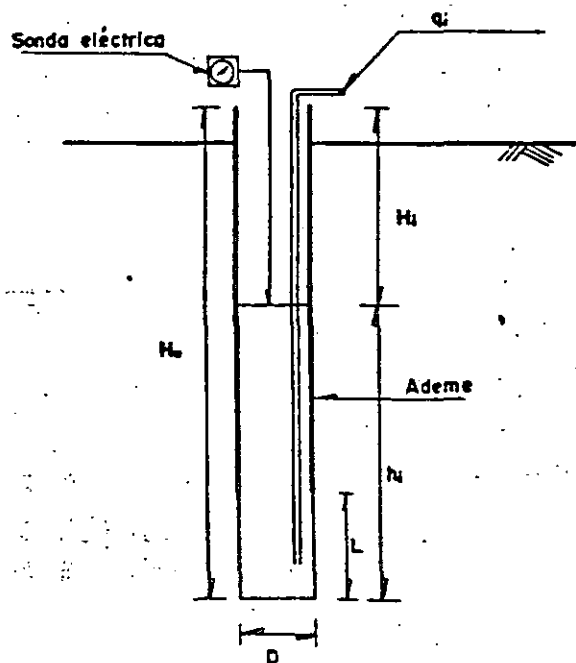


FIG. 59 PRUEBA DE PERMEABILIDAD NASBERG.

Interpretación. La permeabilidad se calcula usando la expresión:

$$k_1 = \frac{0.423}{h_1^2} q_1 \log_{10} \frac{4h_1}{D}$$

donde:

- k_1 = coeficiente de permeabilidad local horizontal, m/seg
- h_1 = $H_1 - H$ = carga hidráulica de equilibrio, metros
- q = gasto constante suministrado, m³/seg
- D = diámetro de la perforación, metros

La fórmula anterior es aplicable para

$$25 < \frac{h}{D} < 100$$

y el radio (R) de influencia de la prueba es:

$$R = \sqrt{\frac{q}{\pi k}}$$

Si $L < D$ la permeabilidad determinada es la vertical y si $L > 4D$ será la horizontal.

F SUPERVISION DE CAMPO

F.01 Objetivo de la supervisión

Los trabajos de campo de un estudio geotécnico se deben realizar bajo la supervisión de un ingeniero supervisor, el cual estará encargado de la dirección del trabajo, de vigilar que los equipos y técnicas de exploración sean los adecuados y de recopilar toda la información que se genere. El propósito fundamental de la supervisión es que el ingeniero decida selectivamente cuándo y con qué muestreador obtener muestras para definir la estratigrafía y obtener especímenes para las pruebas de laboratorio. No se deberá relegar en el operador la obligación de tomar decisiones técnicas y de recopilar la información. Comparativamente, el muestreo selectivo es más eficiente y económico que el muestreo continuo y adicionalmente se tiene la ventaja con aquel de que al obtener sólo las muestras necesarias, su número sea considerablemente menor simplificando su transporte y conservación.

F.02 Organización del trabajo

La brigada de campo debe estar constituida por el operador con uno o dos ayudantes y el ingeniero supervisor (fig. 60).

La labor del supervisor es exclusivamente la dirección técnica del sondeo; si el trabajo se realiza bajo contrato, el ingeniero supervisor debe ser parte de la organización contratante. La labor del operador es la organización y ejecución del trabajo.

El supervisor deberá ser ingeniero civil o geólogo, con conocimientos básicos de mecánica de suelos y procedi-

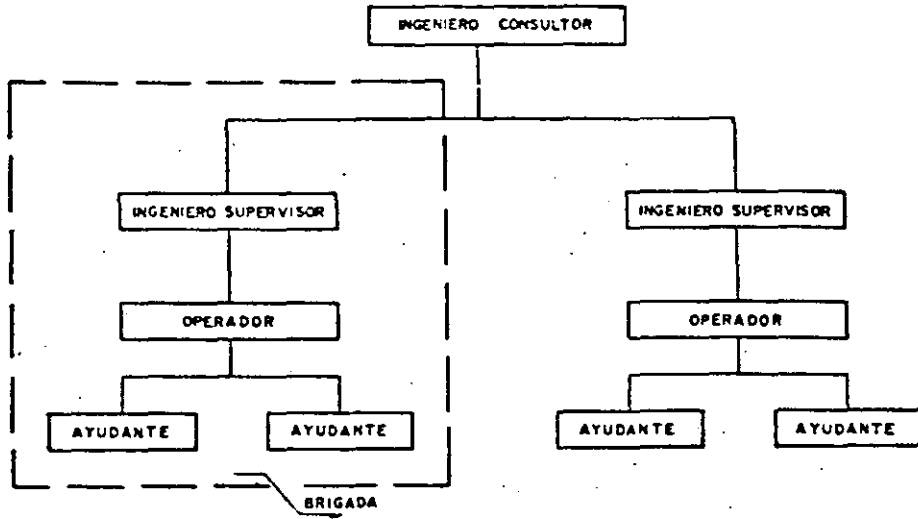


FIG. 60 ORGANIZACION DE CAMPO

mientos de muestreo. Su labor se puede resumir en los siguientes puntos:

- decidir que muestreador debe utilizarse en cada etapa de un sondeo, basándose en la información de la tabla 13.
- definir la frecuencia con que se deben tomar las muestras; en general el muestreo debe ser casi continuo los primeros metros y en los estratos poco uniformes y que se consideren problemáticos y reducirá el número de muestras en estratos más uniformes.
- clasificar los suelos y rocas con los criterios del capítulo G.
- en base a la clasificación de las muestras y de la observación del proceso de perforación, elaborar el corte estratigráfico preliminar del sondeo que permitirá interpretar la estratigrafía local y los posibles problemas del subsuelo, (tabla 14).
- controlar el manejo cuidadoso, la protección y la conservación de las muestras.

TABLA 13 CRITERIO DE SELECCION DE MUESTREADORES

Tipo de suelos	Método de perforación	Sondeos de exploración	Sondeos de Inaliferados	Pozos a cielo abierto para muestreo. Inaliferado
Suelos cohesivos muy blandos	↓	↓	↓	Inadecuados
Suelos cohesivos medios	↓	↓	↓	Adecuados, se requiere ademe
Suelos cohesivos duros o muy duros	↓	↓	↓	Adecuados, pueden no requerir ademe
Arenas sueltas	↓	↓	↓	Inadecuados abajo del nivel freático
Arenas muy compactas	↓	↓	↓	Adecuados
Gravas	↓	↓	↓	Inadecuados abajo del nivel freático
Suelos expansivos	↓	↓	↓	Muy adecuados
Suelos con estratos de diferente dureza	↓	↓	↓	Adecuados
Suelos cohesivos arriba del nivel freático	↓	↓	↓	Adecuados
Suelos orgánicos abajo del nivel freático	↓	↓	↓	Inadecuados
Rocas y suelos muy duros	↓	↓	↓	Inadecuados

Método de perforación	Sondeos de exploración	Sondeos de Inaliferados	Pozos a cielo abierto para muestreo. Inaliferado
Lavado y rotación con agua o lodo.	↓	↓	↓
Rotación con lodo y ademe espiral	↓	↓	↓
Rotación y ademe espiral	↓	↓	↓
Prueba de penetración estándar	↓	↓	↓
Penetrómetro holandés y sermas	↓	↓	↓
Muestreador de pistón libre	↓	↓	↓
Tubo Shelby	↓	↓	↓
Barri Denison	↓	↓	↓
Tubo rotatorio dentado	↓	↓	↓
Muestreador Pitcher	↓	↓	↓
Barri N serie L	↓	↓	↓

TABLA 14.
COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS (REF. 24)

Clase de suelo	Suelos gruesos limpios (GW, GP, SW, SP)	Suelos gruesos con finos (GM, GC, SM, SC)	Suelos finos (MH, ML, CH, CL, OL)
Permeabilidad	Permeables. Las pruebas de permeabilidad en el campo son las únicas representativas.	Semipermeables a impermeables. Las pruebas de permeabilidad de campo son las más adecuadas para un contenido de finos menor del 25 por ciento.	Suelos impermeables en caso de no estar fisurados. La determinación del coeficiente de permeabilidad durante una prueba de consolidación es adecuada.
Comprensibilidad y expansibilidad	Los asentamientos son pequeños cuando los materiales son compactos, y la magnitud de los esfuerzos reducida. Si los depósitos son heterogéneos pueden dar lugar a irregularidades importantes en la comprensibilidad.	La comprensibilidad varía considerablemente según la compacidad del depósito. Las arenas limosas pueden presentar asentamientos bruscos en caso de saturarse bajo carga.	Es indispensable efectuar pruebas de consolidación en el laboratorio. Los suelos limosos no saturados pueden presentar asentamientos bruscos al saturarse bajo carga. Los suelos arcillosos en estado seco pueden presentar expansiones al aumentar su contenido de agua.
Resistencia al corte	Muy variable dependiendo de la compacidad de los depósitos y su homogeneidad. Se relaciona, salvo en el caso de arenas sueltas saturadas, con el número de golpes en una prueba de penetración estándar.	Es indispensable estudiarla en laboratorio efectuando pruebas triaxiales con especímenes inalterados. Se han de tomar en consideración las posibles variaciones del contenido de agua y la heterogeneidad del manto al definir las condiciones de las pruebas.	Es indispensable estudiarla en laboratorio efectuando pruebas triaxiales con especímenes inalterados. Puede ser útil en ciertos casos efectuar una prueba de veleta.
Tubificación	Salvo los materiales de los grupos SW y SP, presentan buena resistencia a la tubificación. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos.	Las arenas limosas presentan una resistencia a la tubificación media a baja, mientras los otros materiales de este grupo tienen una resistencia a la tubificación de alta a media. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos.	Los limos presentan baja resistencia a la tubificación y las arcillas de media a alta. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos.
Licuefacción	Las arenas sueltas finas y saturadas son muy susceptibles a la licuefacción. Los otros materiales de este grupo son por lo general, poco sensibles a la licuefacción.	Las arenas finas, limosas, uniformes y en estado suelto son muy sensibles.	Susceptibilidad prácticamente nula.

f) recopilar minuciosamente la información generada (capítulo G).

El operador deberá ser un técnico con experiencia en perforación y muestreo de suelos y rocas, y tener conocimientos básicos de mecánica; sus actividades serán:

- realizar las maniobras de perforación y muestreo.
- informar al ingeniero supervisor sus observaciones.
- organizar la integración y movilización del equipo y las actividades de sus ayudantes.

A los ayudantes se les deberá considerar como técnicos de perforación en formación, que colaboran en todas las maniobras del trabajo y que están en constante proceso de entrenamiento.

F.03

Desarrollo de la exploración

El ingeniero supervisor decidirá, junto con el consultor, el desarrollo de la exploración; en sitios desconocidos será conveniente iniciarla con un sondeo de exploración posiblemente solo con pruebas de penetración estándar y después continuar con sondeos mixtos en que se alterna la obtención de muestras alteradas e inalteradas, tomándolas conforme a su posible comportamiento. Sólo en zonas muy uniformes será aceptable que la distribución de muestras alteradas e inalteradas sea solamente en función de la geometría de la zona por explorar. En zonas muy conocidas la supervisión podrá simplificarse y reducirse a un mínimo siempre que se tenga completa confianza en la capacidad y habilidad del perforista.

(Puede considerarse que el costo de la supervisión de campo tiene un valor medio del 7% del costo de los trabajos de campo).

G. APENDICE

G.01

Métodos y equipos de perforación

La obtención de muestras del subsuelo requiere la realización de perforaciones para introducir los muestreadores hasta la profundidad deseada; las perforaciones se usan también para realizar pruebas in situ de permeabilidad y de veleta o para colocar instrumentos. Generalmente las

perforaciones son verticales, ocasionalmente inclinadas y raramente horizontales.

Las perforaciones para geotecnia pueden hacerse con máquinas perforadoras obteniéndose perforaciones de diámetro no mayor de 15 cm, o pueden hacerse pozos a cielo abierto con maquinaria o manualmente. En la tabla 15 se presenta un resumen de los métodos aplicables a la exploración geotécnica.

TABLA 15
METODOS DE PERFORACION

	Método	Aplicabilidad en suelos
Suelos	pozos a cielo abierto	todos tipos
	lavado con agua o lodo	cohesivos blandos, muy adecuado en arenas con poca grava
	en seco	cohesivos blandos a duros, arriba del nivel freático
Rocas	rotación con agua o lodo	todos tipos
	mixto	todos tipos
	rotación con agua o lodo	suelos muy duros y rocas de blandas a duras

G.01.a Pozos a cielo abierto. Se hará la excavación de preferencia con pico y pala, extrayendo el material cortado con un bote operado con una polea; la excavación tendrá forma cuadrada de 1.5 m de lado, con una profundidad normalmente menor de 10 m. Abajo del nivel freático requiere de bombeo con pozos de punta hincados perimetralmente y si la permeabilidad es baja pueden utilizarse bombas centrífugas eléctricas.

Si las paredes de la excavación son inestables, se ademarán con madera formando marcos estructurales como se muestra en la fig. 61; el cálculo estructural de los marcos se hará con los estados de esfuerzo que se generan según el material en que se hace la excavación.

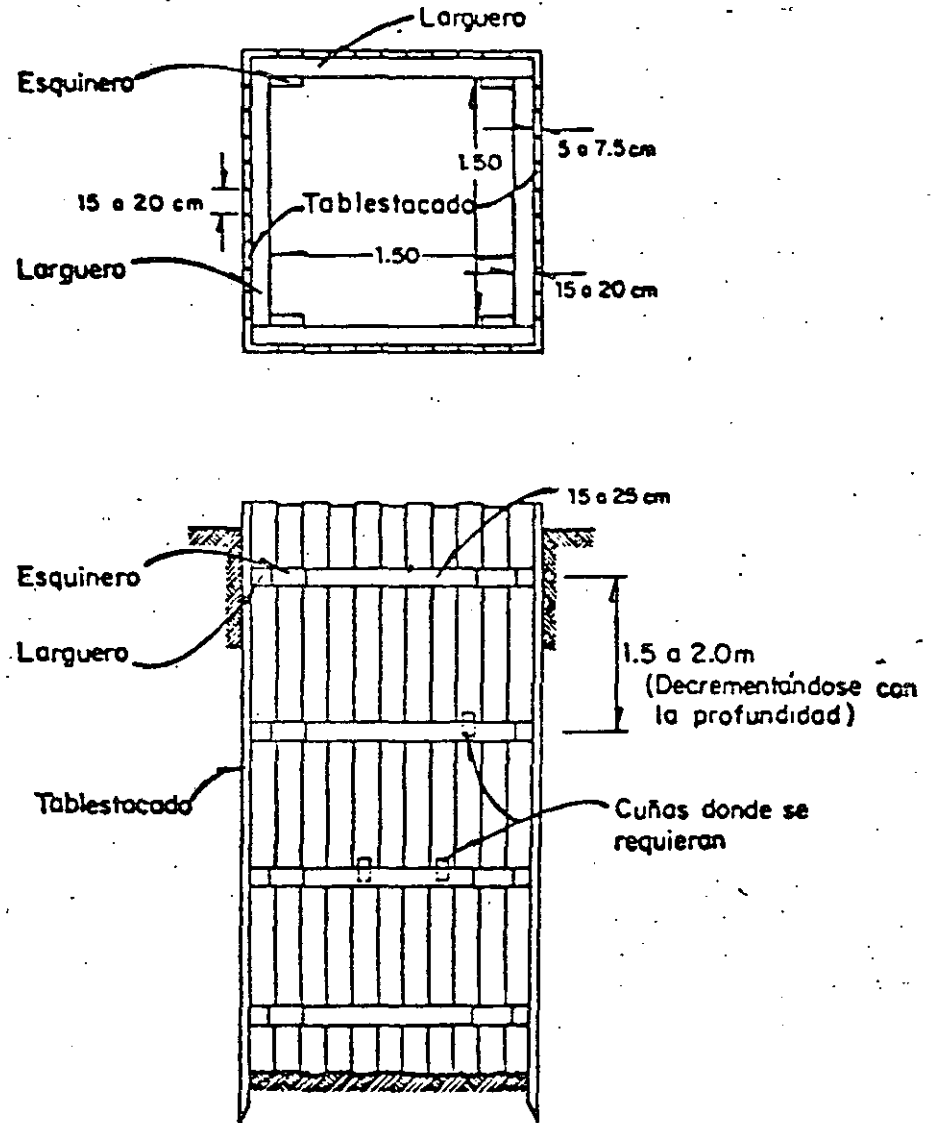
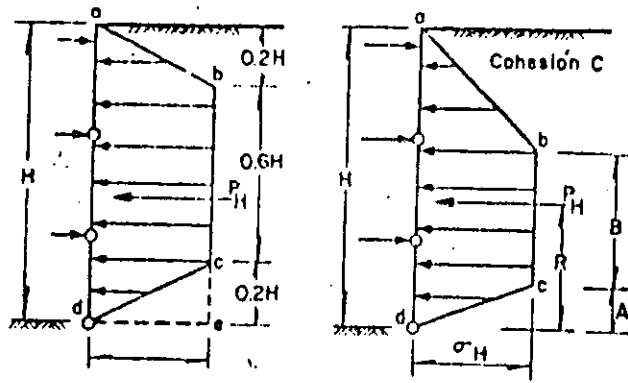


FIG. 61 ADEMADO PARA UN POZO A CIELO ABIERTO



EXCAVACION EN ARCILLA
 a,b,c,d es la distribución de presión.
 La forma del diagrama y la magnitud
 de las presiones dependen del
 número de estabilidad
 $N_0 = \frac{\gamma H}{C}$

EXCAVACION EN ARENA

a,b,c,d distribución de presión en
 arena denso.

$P_H = (0.64) K_A \gamma H^2 \cos^2 \delta$, actuando a
 0.5H de la base del corte

a,b,d,e distribución de presión en arena
 suelta. $P_H = (0.72) K_A \gamma H^2 \cos^2 \delta$, actuando
 a 0.48H de la base del corte

	$2 < N_0 < 5$	$5 < N_0 < 10$	$10 < N_0 < 20$	$20 < N_0$
P_H	$.70 H C$	$.70 H C$	$(2.1 - 0.05 N_0) H C$	$5 H C$
B_H	$\gamma H - 1.5(1 + N_0) C$	$\gamma H - 4 C$	$\gamma H - (0.4 N_0) C$	γH
A	.15H	.15H	$(3 - 0.15 N_0) H$	0
B	.05H	.05H	$(11 - 0.55 N_0) H$	0
C	.46H	.46H	.38 H	.33H

FIG. 62 DISTRIBUCION DE PRESIONES DEBIDAS A EXCAVACION EN
 ARCILLAS Y ARENAS

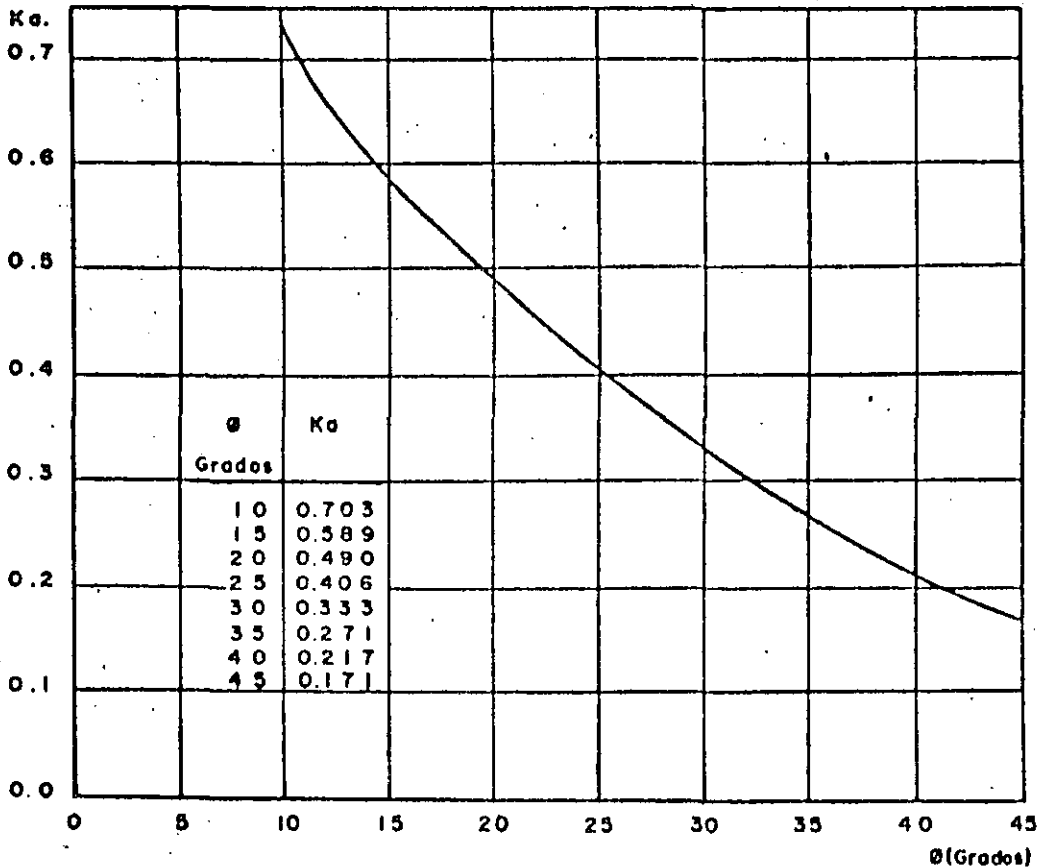


FIG. 63 COEFICIENTES K_a

En el caso de que el pozo se realice en arcilla, se puede considerar que la profundidad máxima que se puede excavar sin usar ademe es:

$$Z_{\max} = \frac{4c}{\gamma\sqrt{K_a}}$$

donde

- Z_{\max} = profundidad máxima de excavación en arcilla, sin ademe, cm
- c = cohesión del material, kg/cm²
- γ = peso volumétrico de la arcilla, kg/cm³
- K_a = coeficiente de empuje activo (Rankine), que se puede deducir de la fig. 63

G.01.b *Perforación por lavado.* Consiste en perforar con una columna de tubos que lleva en la parte inferior un trépano en forma de punta, cincel o cruz con orificios que permiten la salida del fluido de perforación (fig. 64).

La acción combinada de percusión y de chiflón permite

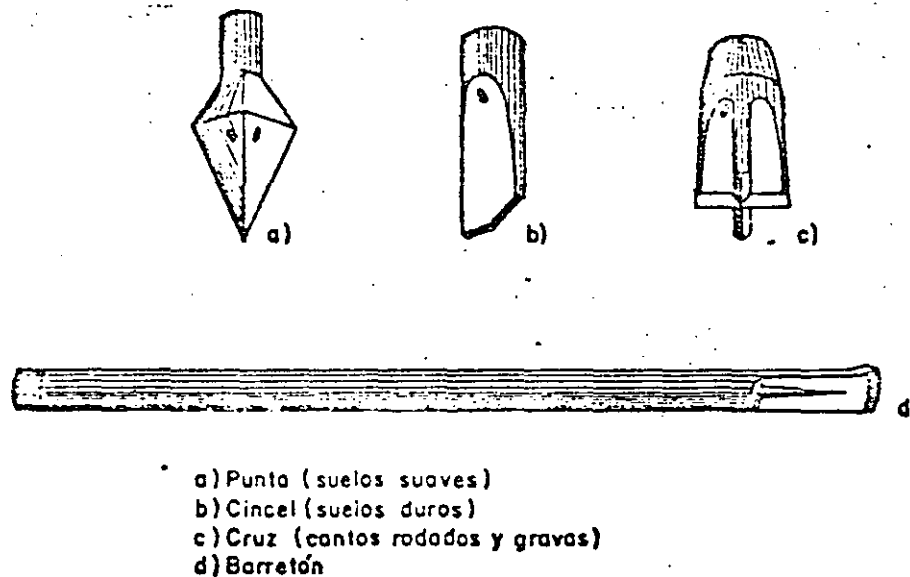


FIG. 64 TREPANOS PARA HINCADO A PERCUSION

cortar el material, que es llevado a la superficie por el flujo de perforación, el cual puede ser agua o lodo.

El equipo que requiere está integrado con un malacate ligero de cable de acero de 500 kg, con cabeza de fricción para un cable manila; una bomba que desarrolle presión de 5 kg/cm² y gasto mínimo de 45 lt/min; un trípode; barras, mangueras y trépanos. En la fig. 65 se muestra esquemáticamente la instalación del equipo.

Este procedimiento de perforación es aplicable en arenas con pocas gravas y en suelos cohesivos abajo del nivel freático; en suelos inestables se puede utilizar ademe metálico o lodo para mantener las paredes de la perforación. El método de perforación por lavado es el que se usa con más frecuencia en la exploración de suelos ya que el equipo empleado es ligero y puede transportarse a sitios de difícil acceso.

G.01.c *Perforación a rotación en seco.* Consiste en perforar con barras helicoidales, que transportan el material cortado a la superficie, mediante la misma hélice. En suelos ines-

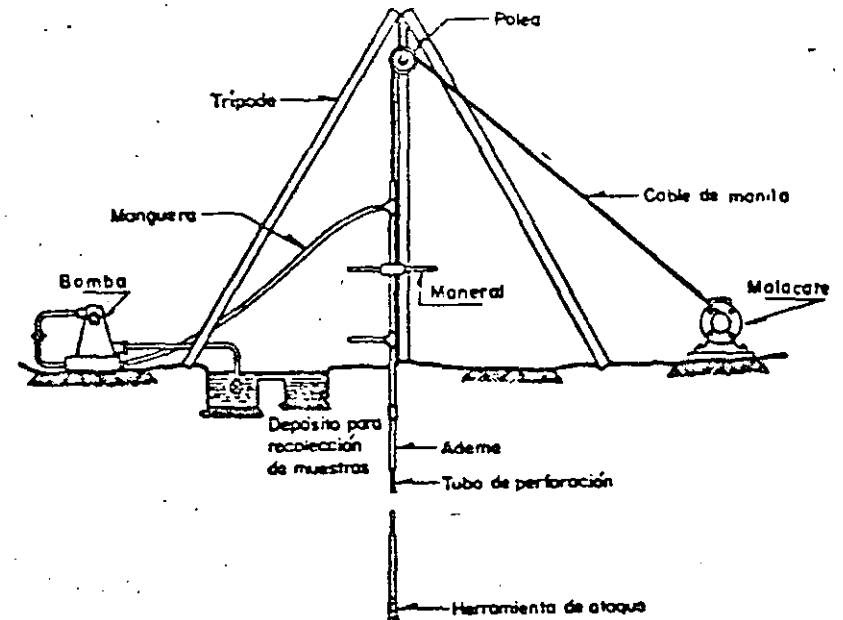


FIG. 65 PERFORACION POR LAVADO

tables, desde la superficie se pone lodo en pasta en las barras helicoidales y girando estas en sentido contrario se puede estabilizar la perforación, ya que el lodo suministrado es lanzado por las barras y se enjarra en las paredes. La columna de barras helicoidales, formada por tramos que se unen con pasadores, lleva en la parte inferior un gavilán (fig. 66) que permite cortar el material.

Existe una variante de estas barras, que es el ademe espiral (fig. 67). Funciona de igual forma que las barras helicoidales pero la columna se forma con tubos que permiten introducir muestreadores como el penetrómetro estándar, el tubo Shelby o el tubo rotatorio dentado. Generalmente en la etapa de perforación, el ademe espiral lleva en el interior una varilla central que en su parte interior tiene la cabeza de corte (fig. 68a); al llegar a la profundidad de muestreo se retira la varilla (fig. 68b) y se introduce el muestreador (fig. 68c). El ademe espiral puede usarse con otro procedimiento de operación, que se describirá en el método de perforación mixto.

Para realizar la perforación se requiere una máquina per-

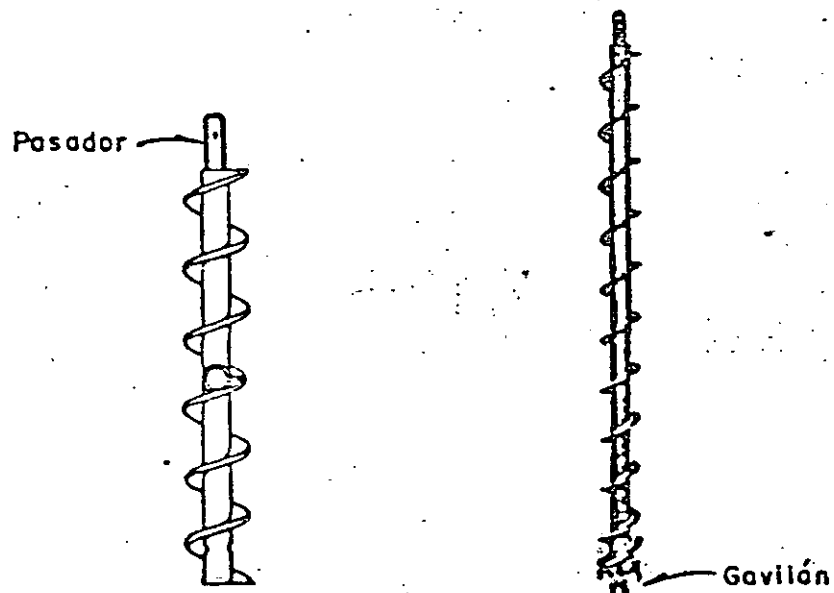


FIG. 66 BARRA HELICOIDAL (Ref. 11 y 14).

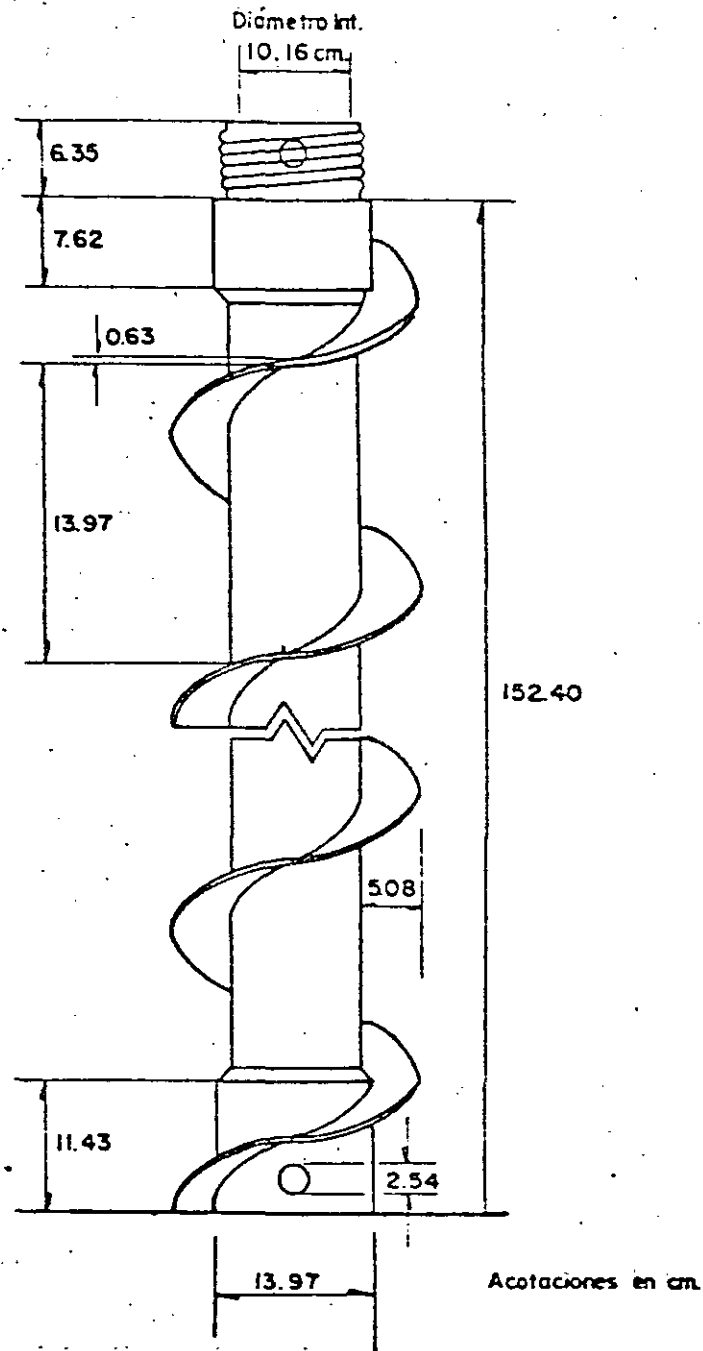


FIG. 67 ADEME HELICOIDAL

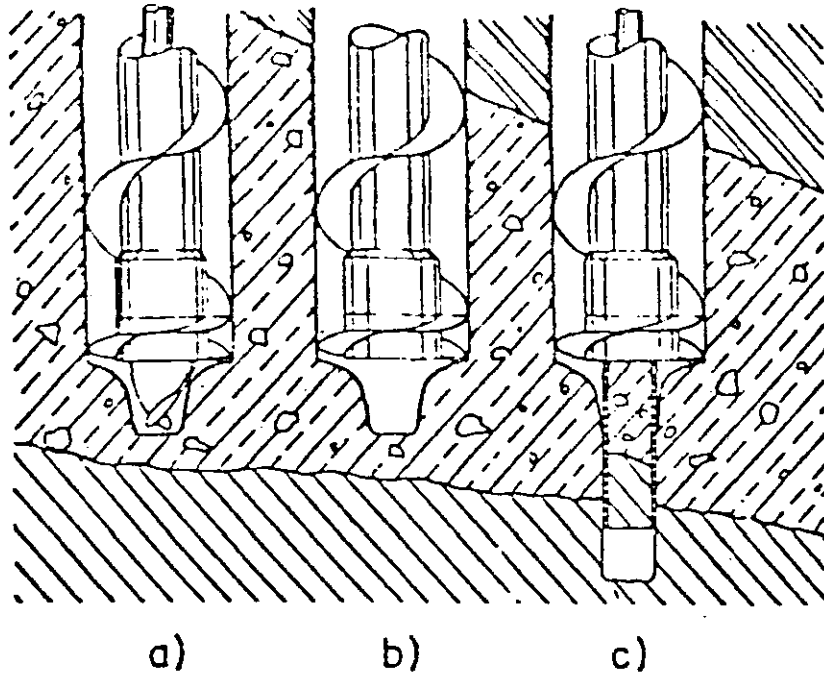


FIG. 68 OPERACION DEL ADEME ESPIRAL

foradora para suelos que generalmente va montada en un camión; sus características principales se presentan en la tabla 16.

G.01.d *Perforación a rotación con agua o lodo.* Consiste en perforar mediante una columna de tubos en cuya parte inferior lleva una broca tricónica o una broca drag (fig. 69). Para enfriar la broca y arrastrar el material cortado a la superficie se inyecta agua o lodo.

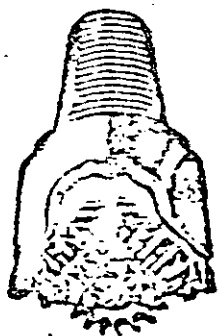
Se requiere una máquina de perforación para suelos (tabla 16) que generalmente va montada en un camión (fig. 70). Para realizar la perforación se aplica carga axial y rotación, inyectando agua o lodo para estabilizar las paredes. Se usa lodo como fluido de perforación en excavaciones sobre el nivel freático; abajo de este nivel puede usarse agua o lodo según sea la condición de estabilidad de las paredes, G.02.

Para suministrar el fluido de perforación a la perforación se utilizan bombas cuyas características principales se otan en la tabla 17. Para hacer una selección adecuada recomienda recurrir a las indicaciones del fabricante.

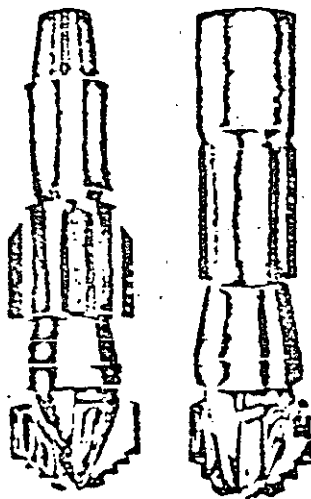
TABLA 16 CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE MÁQUINAS DE PERFORACION PARA SUELOS

Capacidad en función de la herramienta de corte (m)	Fuerza de avance (T)	Fuerza de recuperación (T)	Velocidad de avance (m/min)		Pgr máximo (T-m)	Velocidad de rotación (R.P.M.)	Peso aproximado (T)	Velocidad del malacate (m/min)	Capacidad del malacate cable acero Ø=1.25 (T)
			↓	↑					
H 80 D 500	12	10	2.5-12	3-15	1.5	1-1R 34 2-2R 70 3-3R 125 4-4R 260	9.0	24	5
H 60 D 500	8	10			1.0	B1 63 A1 9A B2 130 A2 201 B3 230 A3 368 B4 403 A4 623 BR 51 AR 80	2.5	15	2.5
D 120	4.5	6.5				1 204 2 422 3 772 4 1302 R 167	1	100	1
H 50 D 400	9	6	7.5-10	10-30	0.7	1-1R 43 2-2R 90 3-3R 166 4-4R 287	5	20	1
H 100 D 600	55	7	0-12	0-12	1.5	65 a 850	4		
H 30 D 50	3	4	1.8	3.5	0.3		2		1

NOTA: B = Bajo
A = Alta
R = Reverso
H = Helicoidal
D = Broca



Broca tricónica



Broca Drag

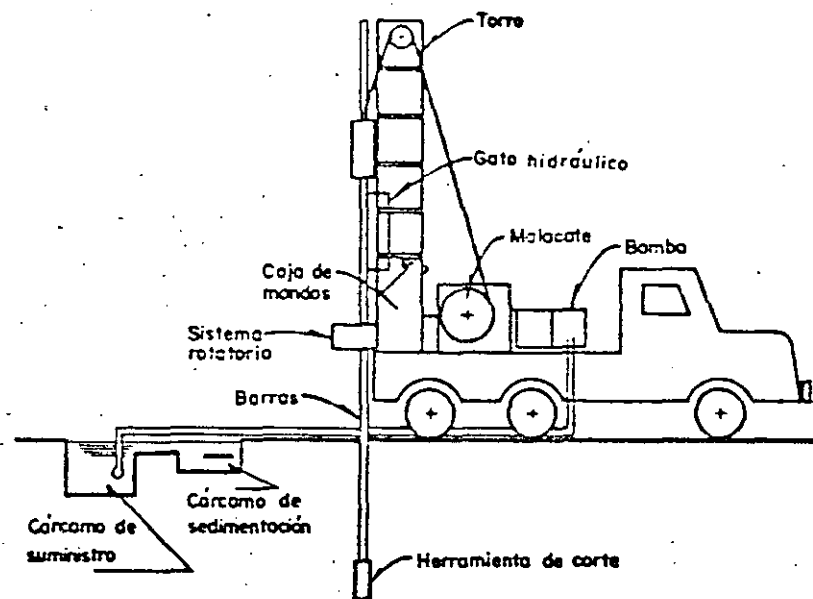


FIG. 70 EQUIPO DE PERFORACION O ROTACION

FIG. 69 BROCAS PARA PERFORACION O ROTACION CON AGUA O LODO

TABLA 17.

CARACTERISTICAS DE LAS BOMBAS

Uso	Presión		gasto		Potencia del motor (HP)	Peso	
	lb/ina	kg/cm ²	gpm	lts/min		lb	kg
Agua	300	21.1	20	75.6	12.5	675	306
	600	42.2	20	75.6	30.	710	322
	300	21.1	35	132.4	18	975	441
	400	28.1	40	151.3	30	1045	474
Lodo	450	31.5	0.05 a 200 gpm				
	1000	70.3	0.20 a 125 "				
	225	15.8	1.00 a 500 "				
	75	5.3	1.00 a 200 "				

El método de rotación con agua o lodo es aplicable a todo tipo de suelo; en los granulares se utilizan lodos densos.

G.01.e *Perforación mixta.* Consiste en perforar con el ademe helicoidal, ya descrito, arriba del nivel freático y luego, usando el método de lavado o rotación, por debajo del nivel freático sin retirar el ademe helicoidal, es decir, introduciendo los tubos de perforación y la herramienta de corte una vez que se ha sacado la varilla central con la cabeza de corte del ademe helicoidal. Si la parte de la excavación hecha con lavado o rotación es inestable, se baja el ademe espiral y se prosigue la perforación. Alcanzado el nivel de muestreo se saca la herramienta de corte y se introduce en su lugar el muestreador adecuado. Este procedimiento de perforación es el más eficiente. Se requieren, para hacer la perforación, una máquina perforadora para suelos (tabla 16) y una bomba (tabla 17).

G.01.f *Perforación de rocas.* En la exploración geotécnica generalmente no se profundizan las perforaciones en roca o son de poco espesor, por tanto, es común realizar la perforación y muestreo simultáneamente usando ba (C.04g).

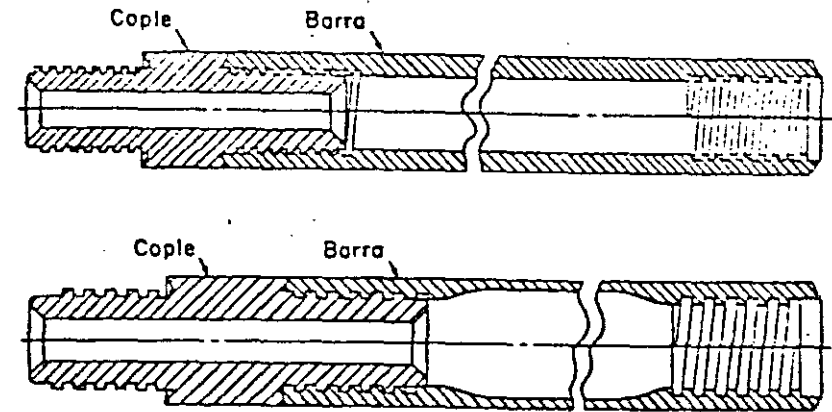


FIG. 71-BARRAS DE PERFORACION Y COPLES.

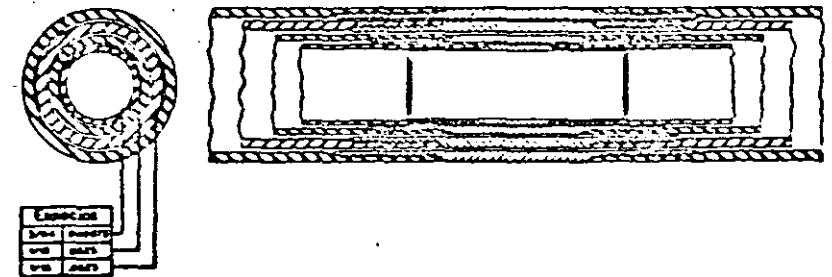


FIG. 72 ADEMES Y COPLES

Para realizar la perforación se requieren una bomba (tabla 17) y una máquina de perforación cuya velocidad de rotación sea mayor que la de las usadas en suelos (500-3000 rpm).

En general para perforar se requieren:

—barras de perforación (fig. 71) cuyas medidas más usuales se anotan en la tabla 18,

—ademes (fig 72) cuyas medidas más usuales se anotan en la tabla 19.

En los casos que se use fluido de perforación y rotación se requiere una junta giratoria (fig. 73) que permite conectar la tubería proveniente de la bomba a las barras que están girando.

TABLA 18.

MEDIDAS DE LAS BARRAS MAS USUALES

Barra	ϕ_o		ϕ_i		ϕ_c		Peso kg/10 ft	Cuerdas por pulgada
	in	mm	in	mm	in	mm		
EW	1 $\frac{3}{8}$	34.9	$\frac{7}{8}$	22.2	$\frac{7}{16}$	12.7	14.0	3
AW	1 $\frac{27}{32}$	44.4	1 $\frac{7}{32}$	30.9	$\frac{5}{8}$	15.9	19.9	3
BW	2 $\frac{1}{8}$	54.0	1 $\frac{3}{4}$	44.5	$\frac{3}{4}$	19.0	19.0	3
NW	2 $\frac{5}{8}$	66.7	2 $\frac{1}{4}$	57.2	1 $\frac{3}{8}$	34.9	24.5	3

ϕ_o : diámetro exterior
 ϕ_i : diámetro interior
 ϕ_c : diámetro interior del cople

TABLA 19

MEDIDAS DE LOS ADEMES MAS USUALES

Ademe	ϕ_o		ϕ_i		Peso kg/10 ft	Cuerdas por pulgada
	in	mm	in	mm		
NW	3 $\frac{1}{2}$	88.9				
HW	4 $\frac{1}{2}$	114.3	3	101.6	51.3	4

Fig. 62. Distribución de presiones debidas a excavación en arcilla y arenas

ϕ_o : diámetro exterior
 ϕ_i : diámetro interior

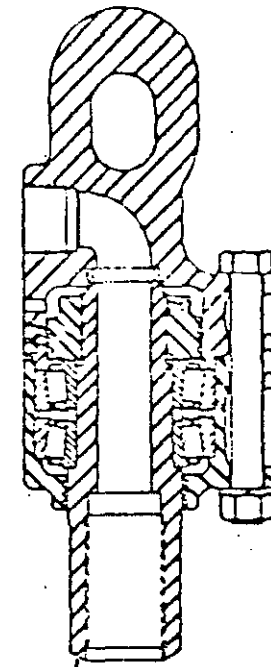


FIG. 73 JUNTA GIRATORIA

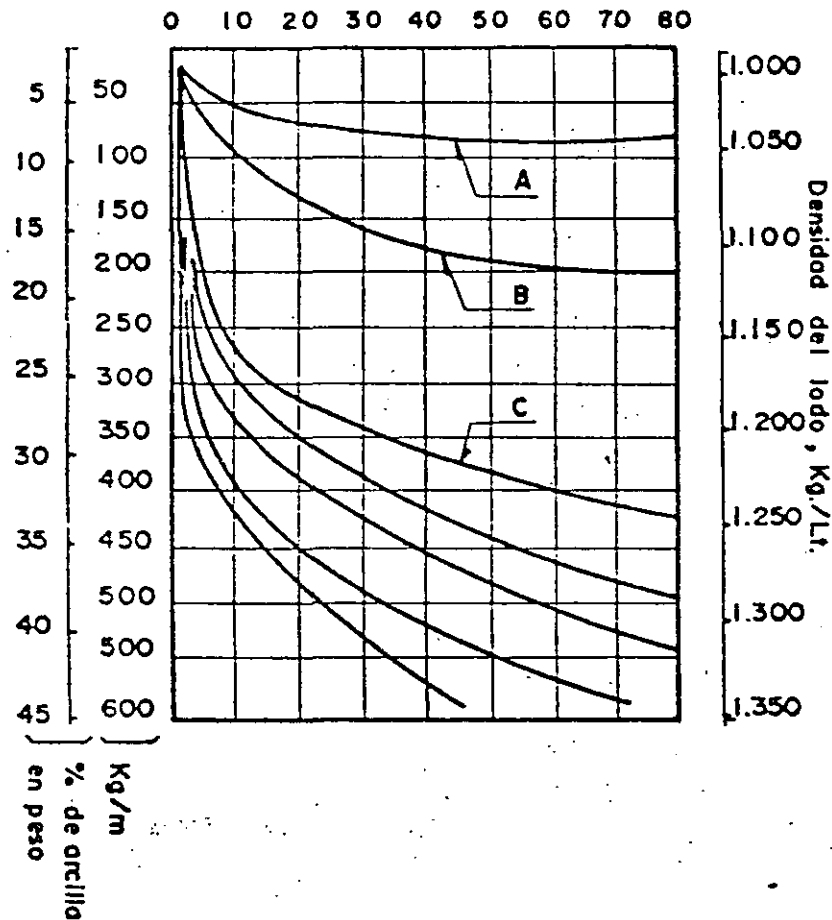
G.02 Lodos de perforación

G.02a Antecedentes. El fluido de perforación más empleado hasta ahora en las exploraciones geotécnicas ha sido el agua, pero gradualmente se han incorporado los lodos de perforación aprovechando las experiencias logradas en la perforación de pozos petroleros, simplificando y adaptando las técnicas de elaboración, manejo y control de lodos para ser aplicables aun en perforaciones pequeñas.

Las funciones principales del lodo son: enfriar la broca, transportar el material cortado por la broca y mantener estable la pared y el fondo de la perforación; las mismas funciones cumple el agua, pero el lodo es considerablemente más eficiente para transportar el material y en particular la supera en la estabilidad que puede dar a la perforación eliminando la posible necesidad de ademe metálico. Los lodos tienen también la ventaja sobre el agua de alterar menos el contenido natural de humedad.

G.02b Tipos de lodos. La clasificación más convencional de lodos se basa en identificación según su fase líquida; así, se

Viscosidad en centipoises, medida
en viscosímetro rotatorio a 600 r.p.m.



- A . Zeogel o aquagel
B . Baroco
C . Rango de arcilla típica

FIG. 73 BIS RELACION VISCOSIDAD - PROPORCIONAMIENTO DE
ARCILLA EN AGUA DULCE (Ref. 25).

reconocen: lodos de agua dulce, agua salada, de emulsiones aceite-agua y de aceite. En las exploraciones geotécnicas solo se utilizan lodos de agua dulce y cuando se perfora en zonas con agua salada se agregan aditivos.

Los lodos con agua dulce se pueden hacer con arcillas plásticas locales; bentonita natural o bentonita tratada (en el mercado existen con los nombres comerciales Zeogel, Aguagel, Baroco, etc.); en la fig. 73 bis se presentan las viscosidades y densidades que se pueden obtener con diferentes proporcionamientos.

G.02.c *Propiedades físicas y controles de campo.* Los lodos de perforación deben elaborarse cuidando que tengan las propiedades físicas adecuadas y que éstas se mantengan durante el trabajo. Las propiedades más significativas son: densidad, viscosidad y tixotropía; es importante también controlar la contaminación, en particular de arenas. Los métodos que se describirán aquí para la medición y control de estas propiedades requieren solo de equipo elemental y económico.

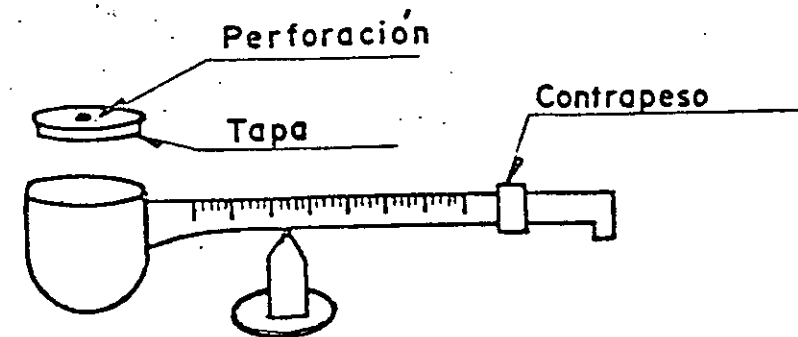


FIG. 74 BALANZA PARA LODOS

Densidad. Se define como el peso por unidad de volumen y se determina con una balanza de navaja (fig. 74) que consiste en una barra horizontal con un recipiente para el lodo en un extremo y en el otro un contrapeso, la barra está graduada en unidades de peso volumétrico (gr/cm³, lb/gal).

El instrumento debe calibrarse inicialmente con agua, para la cual debe medirse en el aparato 1 kg/lt. En caso necesario se debe ajustar el peso del brazo.

La densidad de los lodos que se pueden elaborar está en función del tipo y cantidad de arcilla que utilice. Pueden variar de 1.2 a 1.25 kg/lt, siendo lodos que por su viscosidad pueden ser manejados aun con bombas convencionales de lodos. Se puede utilizar barita en polvo para aumentar la densidad conservando la viscosidad, lo cual permite lograr lodos manejables con densidades hasta de 1.35 kg/lt.

La densidad se debe elegir en función del peso volumétrico y granulometría de los suelos; así en arenas gruesas de cuarzo con pocos finos se requieren lodos con densidades hasta de 1.25, en arcillas sin arenas se podrá operar con densidades 1.05. Se recomienda iniciar el sondeo con un lodo de densidad media de 1.1 y modificarla durante el proceso de trabajo según los materiales que se encuentren.

Viscosidad. Se define la viscosidad como la resistencia que opone un líquido a fluir. La determinación de la viscosidad se realiza con viscosímetros de rotación y se mide en centipoises; de una manera simple y aproximada se puede determinar la viscosidad con el cono de Marsh (fig. 75).

Se coloca en el cono un litro de lodo, después de agitarlo, y se mide el tiempo (T) en segundos en que el lodo sale del cono después de retirar el dedo con que se obtura la boquilla. La calibración del cono se verifica comprobando que el tiempo en que sale un litro de agua dulce a 26.5 °C sea de 28 segundos.

No se tiene una correlación rigurosa entre la viscosidad medida con viscosímetro y con el cono Marsh; experimentalmente se ha obtenido la expresión:

$$V = D \left(0.58 T - \frac{461}{T} \right)$$

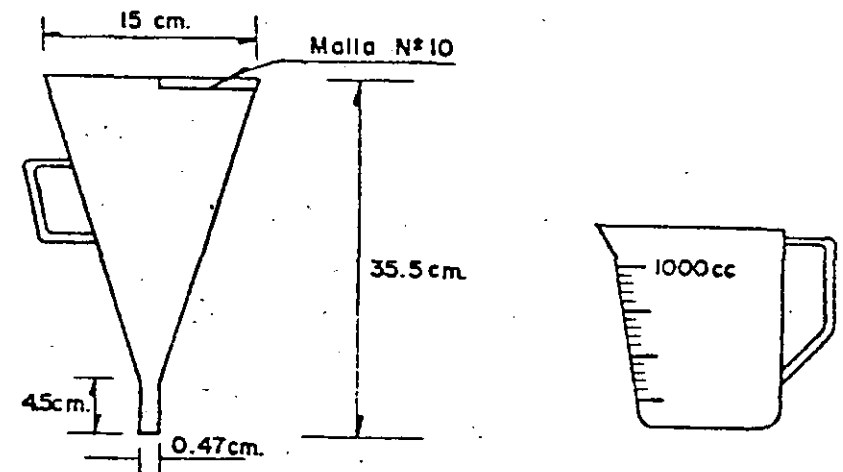


FIG. 75 CONO MARSH

donde

D = densidad, kg/lt

V = viscosidad, centipoises

T = tiempo, seg

Las viscosidades de los lodos, medidas en segundos, varían de 30 a 90 segundos; aquellos lodos que tengan viscosidades mayores de 90 seg no pueden ser manejados con bombas convencionales para lodos.

La viscosidad es una consecuencia de la cantidad de bentonita utilizada en la preparación del lodo. Es recomendable iniciar la perforación con un lodo de 45 segundos, que se podrá modificar en el desarrollo de la perforación. Se pueden utilizar aditivos (almidones) para incrementar la viscosidad pero esto conduce a una disminución de la densidad y por ello es poco recomendable.

Gelatinosidad. Esta prueba sirve para medir la resistencia de un gel y su variación con el tiempo, siendo una medida indirecta de la tixotropía; se puede utilizar un viscosímetro

tro o un "shearómetro" que hace la determinación con menos precisión. El "shearómetro" consta de un recipiente con una escala adherida a él en unidades de esfuerzo cortante (libras para un área unitaria de 100 pies cuadrados) y un cilindro de duraluminio que pesa 5 gr (fig 76). Se hacen dos mediciones: una con el lodo recién agitado y otra después de dejar reposar el lodo durante diez minutos. El procedimiento consiste en colocar el cilindro humedecido en la superficie del lodo y dejarlo hundir; si es necesario se guía con los dedos para que baje verticalmente y se hacen lecturas en la escala, en diferentes tiempos, a medida que el cilindro se va hundiendo. Si el cilindro se hunde completo durante el primer minuto de observación, se dice que la resistencia es nula; de lo contrario se repite la operación después de dejar reposar el lodo durante diez minutos. La gelatinosidad medida a los 10 segundos en la primera prueba, debe estar entre 1 y 10 lb/100 pies² y en la prueba efectuada diez minutos después debe tener un valor de aproximadamente el doble, es decir, entre 3 y 25 lb/100 pies².

Contenido de arena. Se debe determinar periódicamente el contenido de arena de los lodos usados, ya que si es excesivo se aumenta el espesor de la costra que se forma en la pared de la perforación y se tiene exceso de azolves que dificultan el muestreo y desgastan la bomba para lodo. La prueba se basa en determinar el volumen de arena de una muestra de lodo.

El aparato para la medición del volumen de arena consta de un tubo Baroid (fig. 77) con dos marcas de aforo para el lodo y para el agua y en la parte interior una zona calibrada para la medición del volumen de arena; un pequeño embudo de plástico que se coloca en la boca del tubo y un cilindro acoplado al embudo que lleva una malla No. 200 (0.074 mm) en la que se retiene la arena. El procedimiento de prueba consiste en tomar una muestra de lodo y diluirlo en agua; los volúmenes de ambos se miden usando las marcas de aforo del tubo:

- Se agita la mezcla y se voltea el tubo para hacerla pasar por la malla y retener la arena.
- Se separa el tubo del cilindro y se le agrega agua para despegar la arena que haya quedado adherida en las

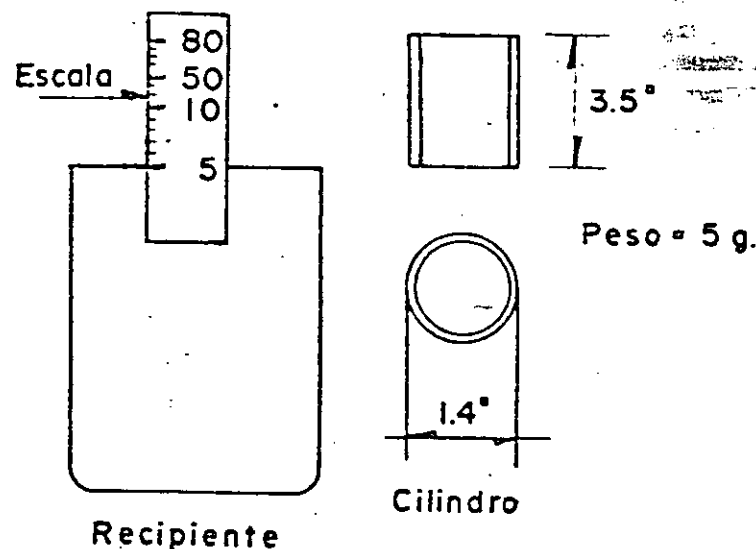


FIG. 76 SHEAROMETRO

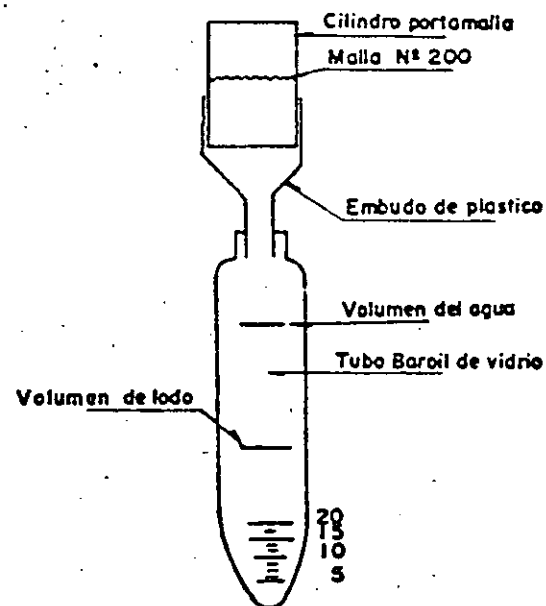


FIG. 77 DISPOSITIVO PARA DETERMINAR EL CONTENIDO DE ARENA

- paredes, haciendo pasar esta agua nuevaménte por la malla para retener la arena desprendida.
- c) Se lava la arena retenida en la malla con un pequeño chorro de agua, para filtrar las partículas menores que la malla 200.
 - d) Se acopla nuevamente el cilindro al embudo colocándolo esta vez invertido, es decir, con la arena en la parte inferior de la malla.
 - e) Por medio de un chorro de agua se desprende la arena de la malla haciéndola caer dentro del tubo de prueba.

El contenido de arena se determina con la escala graduada del tubo. Con esta prueba es posible determinar contenidos de arena de hasta 20%.

Filtración. El conocimiento de las propiedades de filtración de un lodo permite estimar la habilidad del mismo para formar la costra y el espesor que puede alcanzar. La determinación de esta propiedad se hace con un filtro prensa; la descripción del filtro y su operación se encuentra en la referencia 26.

pH. Es la medición de la alcalinidad o acidez de un lodo expresada por su pH (pH es el logaritmo decimal del recíproco de la concentración de iones hidrógeno). El pH varía entre 0 y 14, la acidez varía de 0 a 7, siendo 7 para una solución neutra, y entre 7 y 14 la alcalinidad. La determinación aproximada del pH se hace con papel sensible que cambia de color en contacto con el lodo y por comparación con un patrón de colores se obtiene su valor.

Aditivos. Los aditivos que se agregan a los lodos son agentes dispersantes y defloculantes que sirven para separar las partículas y evitar que se floquen y con ello incrementar y mantener la gelatinosidad. El empleo de aditivos es particularmente importante cuando se perfora abajo de nivel freático en presencia de agua salada. Los aditivos más usuales actualmente son: polisulfatos, taninos, lignitos y ligno sulfatos, los cuales se consiguen bajo diferentes nombres comerciales. Los polisulfatos incrementan notablemente la gelatinosidad, pero reducen la densidad de los lodos. Los taninos y lignitos son los aditivos de uso más general y solo se requieren pequeñas cantidades, aún en presencia de agua, salada; usualmente 200 gr por metro

cúbico de lodo es suficiente. Los lignosulfitos tienen aplicación cuando los lodos se contaminan con cemento.

- G.02.d Preparación del lodo.** El procedimiento de preparación del lodo debe ser tal que permita la completa hidratación de la bentonita evitando que se formen grumos; la forma más convencional de prepararlo es con ayuda de un dispositivo que se basa en el principio del tubo Venturi (fig. 78); la bentonita en polvo se coloca en el embudo del que la succiona la corriente de agua. El lodo recién mezclado debe dejarse en reposo 24 horas como mínimo para asegurar la hidratación de la bentonita, si esto no es posible se requerirá agregar mayor cantidad de bentonita para asegurar que el lodo alcance la viscosidad requerida.

G.05 Clasificación y descripción de suelos y rocas

La clasificación debe hacerse en base al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.), según la versión

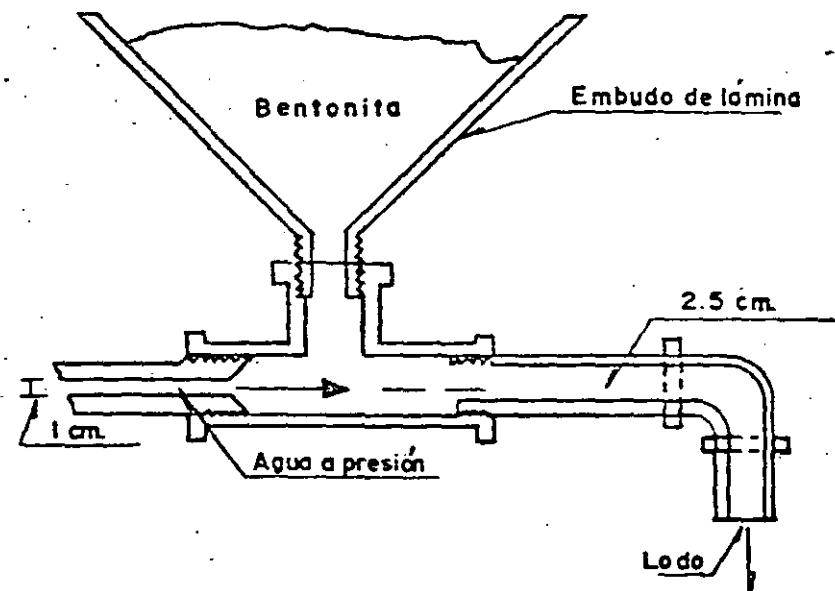


FIG. 78 CONO MEZCLADOR DE LODO

modificada que se incluye en las tablas 20 y 21; los adjetivos que se utilicen deben ser lo más precisos posible. Una vez clasificado debe describirse el suelo según su color usando los adjetivos de la tabla 22; es conveniente utilizar para la descripción del suelo una lámina de colores.

En el caso de suelos granulares debe describirse la forma de los granos (tabla 23).

Es una buena práctica hacer en cada programa de exploraciones un catálogo de los suelos encontrados y clasificados, conservándolos en tubos de ensaye.

La compacidad de los suelos granulares o la consistencia de los suelos finos se debe apoyar en la información de la prueba de penetración estándar (tablas 24 y 25). En algunos casos será posible determinar el origen de los suelos (tabla 26). En la tabla 27 se muestra, en base a la clasificación del suelo, la permeabilidad probable del mismo. En la tabla 28 se dan valores típicos de la porosidad, relación de vacíos, conteniendo de agua y pesos volumétricos de algunos suelos.

Para identificar las rocas en el campo, de manera preliminar, se deben usar las tablas 29, 30 y 31; clasificar una roca implica conocimientos formales de mineralogía y una clasificación confiable sólo se podrá hacer en el laboratorio, con personal especializado.

También se deben describir la dureza y otras características físicas importantes de las rocas (tabla 32). La descripción del color y forma de los granos se harán con los adjetivos de las tablas 22 y 23. La calidad de la roca se describe en base al ROD (tabla 33) y a la fisuración (tabla 34). Es conveniente describir el relleno de las fisuras.

TABLA 20 SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS

Identificación de campo y descripción
(Ref. 27)

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO (Se toman los perfiles con un tubo de 25 cm (10 pul) y se hacen las fracciones de peso necesarias)				NUMEROS DEL CAMPO (a)	NOVEDAS TÍPICAS					
SUELOS DE PARTICULAS GRANUAS	GRANULOS Más de la mitad de los perfiles tienen un diámetro > 5 mm (3/16 pul)	GRANULOS FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Amplia gama en los tamaños de los perfiles y consistencia apreciable de algunos agregados	GW	Granos bien graduados, variedad de arena y grava, con poca limo o arcilla					
		GRANULOS MEDIANOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Predominio de un tamaño o un tipo de tamaño, con ausencia de algunos agregados	GP	Granos mal graduados, variedad de arena y grava, con poca limo o arcilla					
		GRANULOS FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Fracción fina poco o nada plástica (Para identificarse usar grupo ML)	GM	Granos limados, variedad de arena, arena y limo					
		GRANULOS FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Fracción fina plástica (Para identificarse usar grupo CL)	GC	Granos limados, variedad de arena, arena y arcilla					
	ARENAS Más de la mitad de los perfiles tienen un diámetro < 5 mm (3/16 pul)	ARENAS FINAS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Amplia gama en los tamaños de los perfiles y consistencia apreciable de todos los agregados	SW	Arenas bien graduadas, arena con grava, con poca limo o arcilla					
		ARENAS MEDIANAS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Predominio de un tamaño o un tipo de tamaño, con ausencia de algunos agregados	SP	Arenas mal graduadas, arena con grava, con poca limo o arcilla					
		ARENAS FINAS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Fracción fina poco o nada plástica (Para identificarse usar grupo ML)	SM	Arenas limadas, variedad de arena y limo					
		ARENAS FINAS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Fracción fina plástica (Para identificarse usar grupo CL)	SC	Arenas limadas, variedad de arena y arcilla					
SUELOS DE PARTICULAS FINAS	LIMOS Y ARCILLAS Linoso líquido mayor de 50	RESISTENCIA EN ESTADO SECO (comentarios al resquebrajar)	MOVILIDAD DEL AGUA (resquebraja al aguarde)	TENACIDAD (comentarios sobre el límite plástico)						
						Nada o ligero	Rápido a lento	Nada	ML	Limos incohesivos, arena de arena, limo grueso o arcilla gruesa, incohesivos, incohesivos
						Medio o alto	Nada o muy lento	Medio	CL	Arenas incohesivas de arena o limo grueso, arena o limo grueso, arena o limo grueso, arena o limo grueso
		Ligero o medio	Lento	Ligero	OL	Limos incohesivos, arena o limo grueso, arena o limo grueso, arena o limo grueso				
	LIMOS Y ARCILLAS Linoso líquido menor de 50	Ligero o medio	Lento o muy lento	Ligero o medio	MH	Limos incohesivos, arena o limo grueso, arena o limo grueso, arena o limo grueso				
		Alto o muy alto	Nada	Alto	CH	Arenas incohesivas de arena o limo grueso, arena o limo grueso, arena o limo grueso				
		Medio o alto	Nada o muy lento	Ligero o medio	OH	Arenas incohesivas de arena o limo grueso, arena o limo grueso, arena o limo grueso				
	SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	Fracción orgánica apreciable por su olor, color, estructura o comportamiento, por su acción química			Pe	Turba y otros suelos altamente orgánicos				

(a) Clasificaciones frías. Los suelos que tengan las características de dos grupos se designan combinados dos símbolos, por ejemplo GW-GC mezcla de grava y arena bien graduada con consistencia arcillosa (a)

PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION PARA SUELOS FINOS O FRACCIONES FINAS DE SUELO EN EL CAMPO

Estos procedimientos se ejecutan con la fracción que pasa la malla No. 40 (aproximadamente 0.5 mm). Para fines de clasificación en el campo, si no se usa la malla, se quitan a mano las partículas gruesas que interfieren con las pruebas.

MOVILIDAD DEL AGUA

(Reacción al agitado)

Después de quitar las partículas mayores que la malla No. 40 prepárese una pastilla de suelo húmedo igual a 10 cm³, aproximadamente; si es necesario, añádase suficiente agua para obtener un suelo suave pero no pegajoso. Colóquese la pastilla en la palma de la mano y agítese horizontalmente, golpeando vigorosamente contra la mano varias veces. Una reacción positiva consiste en la aparición de agua en la superficie de la pastilla, la cual cambia adquiriendo una consistencia de hígado y se vuelve lustrosa. Cuando la pastilla se aprieta entre los dedos, el agua y el lustre desaparecen de la superficie, la pastilla se vuelve tiesa y, finalmente, se agrieta o se desmorona. La rapidez de la aparición del agua durante el agitado, y de su desaparición durante el apretado, sirve para identificar el carácter de los finos en un suelo.

Las arenas limpias muy finas dan la reacción más rápidamente 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.

RESISTENCIA EN ESTADO SECO

(Características al rompimiento)

Después de eliminar las partículas mayores que la malla No. 40, moldéese una pastilla de suelo hasta alcanzar una consistencia de masilla añadiendo agua si es necesario. Déjese secar la pastilla completamente en un horno, al sol o al aire y pruébese su resistencia rompiéndola y desmoronándola entre los dedos. Esta resistencia es una medida del carácter y cantidad de la fracción coloidal que

contiene el suelo. La resistencia en estado seco aumenta con la plasticidad.

Una alta resistencia en seco es característica de las arcillas del grupo CH. Un limo inorgánico típico posee solamente muy ligera resistencia. Las arenas limosas y los limos tienen, aproximadamente, la misma resistencia, pero pueden 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.

TENACIDAD

(Consistencia cerca del límite plástico)

Después de eliminar las partículas mayores que la malla No. 40, moldéese un espécimen de aproximadamente 10 cm³ hasta alcanzar la consistencia de masilla. Si el suelo está seco, debe agregarse agua, pero si está pegajoso, debe extenderse el espécimen formando una capa delgada que permita la pérdida de humedad por evaporación. Posteriormente, el espécimen se rueda con la mano sobre una superficie lisa, o entre las palmas hasta hacer un rollito de 3 mm de diámetro, aproximadamente, se amasa y se vuelve a rodar varias veces. Durante estas operaciones, el contenido de humedad se reduce gradualmente y el espécimen llega a ponerse tieso, pierde, finalmente, su plasticidad y se desmorona cuando se alcanza el límite plástico. Después de que el rollo se ha desmoronado, los pedazos deben juntarse continuando el amasado entre los dedos hasta que la masa se desmorone nuevamente.

La preponderancia de la fracción coloidal arcillosa de un suelo se identifica por la mayor o menor tenacidad del rodillito al acercarse al límite plástico, por la rigidez de la muestra al romperse finalmente entre los dedos. La debilidad del rodillito 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 caolin y arcillas orgánicas que caen abajo de la línea A. Las arcillas altamente orgánicas dan una sensación de debilidad y son esponjosas al tacto en el límite plástico.

TABLA 21
IDENTIFICACION POR EL TAMAÑO DE GRANOS
(ref. 28)

Nombre	Límites de tamaño	Ejemplo vulgar
Boleo	305 mm o mayores (12 pulgadas)	Mayor que una pelota de balon- cesto.
Canto rodado	76 mm a 305 mm (3 a 12 pulgadas)	Naranja-Sandía
Grava gruesa	19 mm a 76 mm (3/4 a 3 pulgadas)	Uva-naranja
Grava fina	4.76 mm a 19 mm (malla 4 a 3/4 pulgada)	Chicharo-uva
Arena gruesa	2 mm a 4.76 mm (malla 10 a malla 4)	Sal de cocina
Arena mediana	0.42 mm a 2 mm (malla 40 a malla 10)	Azúcar
Arena fina	0.074 mm a 0.42 mm (malla 200 a malla 40)	Azúcar en polvo
Finos	menores de 0.074 mm (malla 200)	

* Las partículas menores que la arena fina no se pueden distinguir a simple vista a una distancia de 20 cm.

TABLA 22
COLORES Y TONOS

Colores	Tonos
Gris	Grisáceo
Café	
Amarillo	Amarillento
Rojo	Rojizo
Negro	Negruzco
Verde	Verdoso
Blanco	Blancuzco
Anaranjado	Anaranjado

TABLA 23
FORMA DE LOS GRANOS

acicular
plana
redondeada
subredondeada
equidimensional
subangulosa
angulosa

TABLA 24

RELACION ENTRE EL NUMERO DE GOLPES EN PENETRACION ESTANDAR, LA CONSISTENCIA DE LA ARCILLA Y SU RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE (ref 29)

Consistencia	Muy blanda	Blanda	Media	Dura	Muy dura	Durísima
N	< 2	2-4	4-8	8-15	15-30	> 30
q _a	< 0.25	0.25—0.50	0.50—1.0	1.0—2.0	2.0—4.0	> 4.0

N número de golpes en la prueba de penetración estándar.
q_a resistencia a la compresión simple, en kg/cm².

TABLA 25

DENSIDAD RELATIVA DE ARENAS Y EL NUMERO DE GOLPES OBTENIDO EN PRUEBAS DE PENETRACION ESTANDAR (REF 29)

Número de golpes	Densidad relativa
0—4	Muy suelta
4—10	Suelta
10—30	Media
30—50	Densa
> 50	Muy densa

TABLA 26

CLASIFICACION DE LOS SUELOS SEGUN SU ORIGEN (ref. 1)

Origen geológico	Proceso de formación	Naturaleza de los depósitos	Granulometría típica
Residual	Suelo intemperizado en el lugar de la roca madre	Casi invariable, con la profundidad llega a ser más compacto y menos intemperizado. Puede tener capas alternadas duras y blandas o estratificación de la roca madre si la intemperización es incompleta.	El producto de intemperización completa es arcilla cuyo tipo depende del proceso de intemperización y la roca madre, además de la cantidad de partículas de sílice resistentes. El suelo en etapa intermedia refleja la composición de la roca madre.
Aluvial	Materiales transportados y redepositados por la acción del agua.	Generalmente con estratificación pronunciada. Los depósitos de río típicos consisten de material fino de origen reciente sobreyaciendo en un estrato de material grueso de la etapa joven del desarrollo del río.	Rango de arcilla lacustre o marina muy fina a grava muy gruesa, cantos redondos y boleos en abanico aluvial o depósitos de terraza.
Glacial	Materiales transportados y redepositados por hielo glacial o agua de glaciares.	La estratificación varía mucho de acuerdo con el depósito, de morrenas heterogéneas a till finamente estratificado, limo (varado) y arcilla en lagos glaciales.	Till y morena tienen típicamente granulometría amplia de arcilla a boleo.
Local	Suelo transportado por viento sin redeposición subsiguiente.	En el loes, la estratificación horizontal no se distingue o no existe excepto si hay horizontales intemperizados. Frecuentemente tienen estructura secundaria de grietas verticales, juntas y perforaciones de raíces.	La granulometría más uniforme de los suelos. El rango del loes es de limo arcilloso a arena fina limosa. Las arenas de las dunas generalmente tienen limo y arcilla de medianos a finos.
	Suelos orgánicos formados por crecimiento y putrefacción de plantas.	En las turbas no se define estratificación.	De colores oscuros, las turbas divididas finamente son producto de descomposición avanzada en presencia del aire. La turba fibrosa ha estado siempre sumergida.

TABLA 26 (Continúa)

<p>Orígenes geológicos secundarios</p> <p>Centras y puntas de pozos por acción volcánica.</p> <p>Centras y puntas de pozos por acción volcánica.</p>	<p>Frecuentemente asociadas con flujos de lava y lodo terrizo de limo con resaca o quizá mezcladas con cenizas volcánicas, más graníticas no volcánicas. La intemperización y redispersión producen arcilla altamente plástica.</p> <p>Incluye algunas variedades como olitas precipitadas de calcio en agua marina o evaporitas formadas en lagos de playa bajo condiciones áridas.</p>
--	--

TABLA 27

CARACTERÍSTICAS DE PERMEABILIDAD Y DRENAJE DE LOS SUELOS (REF. 29 Y 30)

Coefficiente de permeabilidad k, en cm/seg (escala logarítmica)

10⁰ 10¹ 1 10⁻¹ 10⁻² 10⁻³ 10⁻⁴ 10⁻⁵ 10⁻⁶ 10⁻⁷ 10⁻⁸ 10⁻⁹

Drenaje	Bueno		Pobre	Prácticamente impermeable
	Típos de suelo	Grava limpia	Arenas limpias, arena limpia y mezclas de grava.	Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos; mezclas de arena, limo y arcilla; tilitas, arcilla estratificada; etc.
			Suelos "impermeables" afectados por vegetación e intemperismo.	

TABLA 28
POROSIDAD, RELACION DE VACIOS, CONTENIDOS DE
AGUA Y PESOS VOLUMETRICOS DE VARIOS SUELOS
EN ESTADO NATURAL (ref. 29 30)

Descripción		Porosidad, n (%)	Relación de vacios e	Humedad W (%)	Pesos volumétricos, γ _s γ _s (ton/m ³)	
Arena uniforme	Suelta	46	0.85	32	1.43	1.89
	Densa	34	0.51	19	1.75	2.09
Arena bien graduada	Suelta	37	0.60	22	1.65	2.02
	Densa	20	0.25	9	2.12	2.32
Limo	Baja plasticidad	49	0.95	35	1.38	1.87
	Alta plasticidad	68	2.16	80	0.85	1.54
Arcilla inorgánica	Blanda	55	1.2	45	1.22	1.77
	Dura	37	0.6	22	1.69	2.07
Arcilla orgánica	Bajo contenido de materia orgánica	66	1.9	70	0.93	1.58
	Alto contenido de materia orgánica	75	3.0	110	0.68	1.43
Bentonita	Blanda	84	5.2	194	0.43	1.27

W contenido de agua cuando saturada, en porcentaje del peso seco.

γ_s peso volumétrico seco.

γ peso volumétrico saturado.

TABLA 29
ROCAS IGNEAS

Tipo	características		colores		nombre	
Piroclásticos	formados por fragmentos	suelos			cenizas volcánicas lapilli, pomez, bombas fragmentos de lava	
		consolidados			toba brecha volcánica aglomerado	
Vidrios Volcánicos	no cristallinos, pueden mostrar líneas de flujo.	vitrificadas			obsidiana pomez escoria	
		parcialmente vitrificadas			lavas vitriadas	
Extrusivas	cristallinas de grano fino (afaníticas)	ácido	claro o rojo	feldespatos	cuarzo	nombre
			gris	potasio-sodio	si	riolita
		básico	gris oscuro o negro	sodio calcio	no no	tracita andesita basalto
usivas	cristallinas de grano grueso (faneríticas)	ácido	claro o rojo	potasio-sodio	si	granito
			gris	poco, sodio calcio	no no	sienita diorita gabro
		básico	oscuros o verdes	sin feldespatos	no	peridotita

TABLA 30
ROCAS SEDIMENTARIAS

Tipo	deposición		
Sedimento clástico	mecánica	sueltos	bolcos grava arena limo arcilla
		consolidados compactación cementación recristalización	brechas conglomerado areniscas lutitas
Sedimento consolidado	química	calcáreas	caliza dolomitas travertino margas
		silíceas	pedernal
	salinas	sal gema yeso borax tequesquite	
	origen orgánico	calcáreas	caliza coral coquina creta
		silíceas	diatomita
		carbónicas	turba lignita hulla antracita

TABLA 31
ROCAS METAMORFICAS

Tipo	Características	nombre
Foliadas o bandeadas	Cristalina de grano grueso	gneis mármol impuro esquistos grafito
	densa y amorfa	pizarra antracita grafito
No Foliadas masivas y homogéneas	Cristalina de grano grueso	serpentina cuarcita mármol anfíbola
	densa	serpentina cuarcita caliza cristalina

TABLA 32

CARACTERISTICAS FISICAS DE LAS ROCAS

Formación	Litología	Dureza (lo raya)
masiva	calcárea	muy suave
estratificada	silicosa	suave (la uña)
	arenosa	moderadamente dura (navaja)
foliada	limosa	dura (difícil)
fragmentada	arcillosa	muy dura (no la raya la navaja)
Cementación	Textura (cristales)	Estructura
pobrementemente cementada	densa	estratificada
	finas	fracturada
	media	fisurada
muy cementada	granular	tallada superficies de falla
Alteración	Porosidad	Expansividad
no alterada	sólido	no expansiva
ligeramente alterada	vesicular	expansiva
muy alterada	poroso	
Solubilidad (agua)	cavernoso	
no soluble		
soluble		
lentamente		
muy soluble		

TABLA 33

CALIDAD DE LA ROCA

RQD (%)	Calidad
0—25	muy mala
25—50	mala
50—75	buenas
75—90	muy buenas
90—100	excelente

TABLA 34

FISURACION DE LA ROCA

Separación entre fisuras (cm)	Fisuración
< 5	muy próxima
5—30	próxima
30—100	moderadamente próximas
100—300	separadas
> 300	muy separadas

G.04 Registros tipo de los trabajos de campo de la exploración geotécnica

Los registros tipo deben ser simples, pero contener al mismo tiempo la información más significativa. Para llenarse con claridad se sugieren los símbolos y abreviaturas con tenidas en las tablas 35 y 36.

TABLA 35 SIMBOLOS COMPLEMENTARIOS PARA FORMULAR LOS REGISTROS DE CAMPO






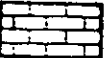

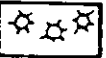

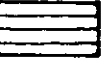
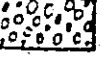

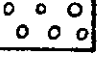

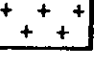
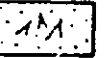
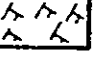
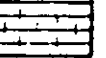
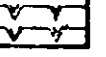
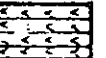
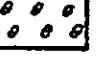
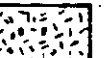
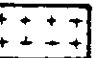

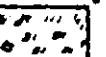



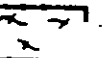
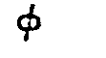
ROCAS		SUELOS	
	Arenisca		Basalto
	Conglomerado	SUELOS	
	Pizarra		Arcilla
	Caliza		Limo
	Coral		Arena
	Lutita		Grava
	Gneiss		Boleas
	Esquisto		Relleno
	Cuarcita		Raices
	Dolomita		Turba
	Mármol		Conchas y fósiles
	Granito	VARIOS	
	Diorita		Nivel freático
	Gabro		Superficie terreno
	Riolita		Concreto
	Andesita		Didmetro

TABLA 36
ABREVIATURAS COMPLEMENTARIAS PARA FORMULAR
LOS REGISTROS DE CAMPO

Abreviatura	Significado
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
G	grava
S	arena
M	limo
C	arcilla
O	suelo orgánico
P _t	turba
W	bien graduado
P	mal graduado
L	baja plasticidad
H	alta plasticidad
SPT	Prueba de penetración estándar
N	número de golpes en SPT
NF	nivel freático
PCA	pozo a cielo abierto
BT	broca tricónica
DG	broca tipo Drag
F-3	muestra alterada en frasco número 3
B-4	muestra alterada en bolsa número 4
F-2L	muestra lavada en frasco número 2
MI-8	muestra labrada in situ número 8
TS-12	tubo Shelby número 12
TD-9	tubo Denison número 9
TP-11	tubo Pitcher número 11
TPL-7	tubo Pistón libre número 7
TR-5	tubo rotatorio dentado número 5
NXL-6	muestra de roca tomada con barril N serie L número 6
Rec 45/75	45 cm de recuperación en 75 cm muestreados
50/10	50 golpes en 10 cm en SPT
EW, AW, BW, NW	barras de perforación (tabla 18)
NW, HW	ademes (tabla 19)
BXL, NXL	barriles muestreadores serie L
PA	pérdida de agua o lodo de perforación

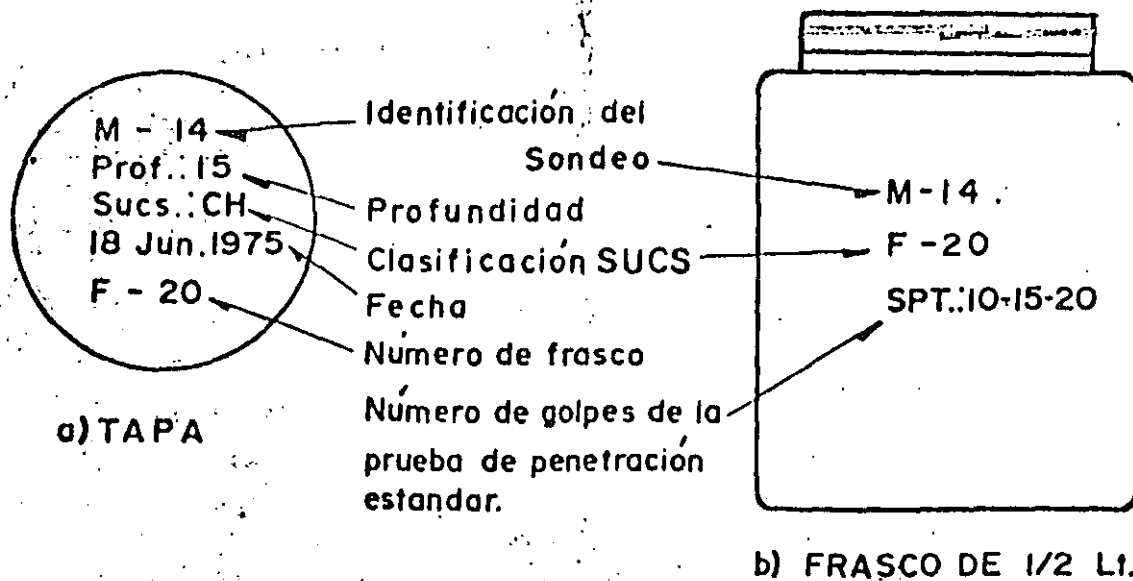


FIG. 79 IDENTIFICACION DE FRASCOS

USE TINTA INDELEBLE O RECUBRA CON PARAFINA .

P E M E X	IDENTIFICACION DE LA MUESTRA
	PROCEDIMIENTO DE PERFORACION
	PROFUNDIDAD
	FECHA
	CLASIFICACION SUCS

FIG. 80 ETIQUETA PARA IDENTIFICACION DE MUESTRAS ALTERADAS E INALTERADAS

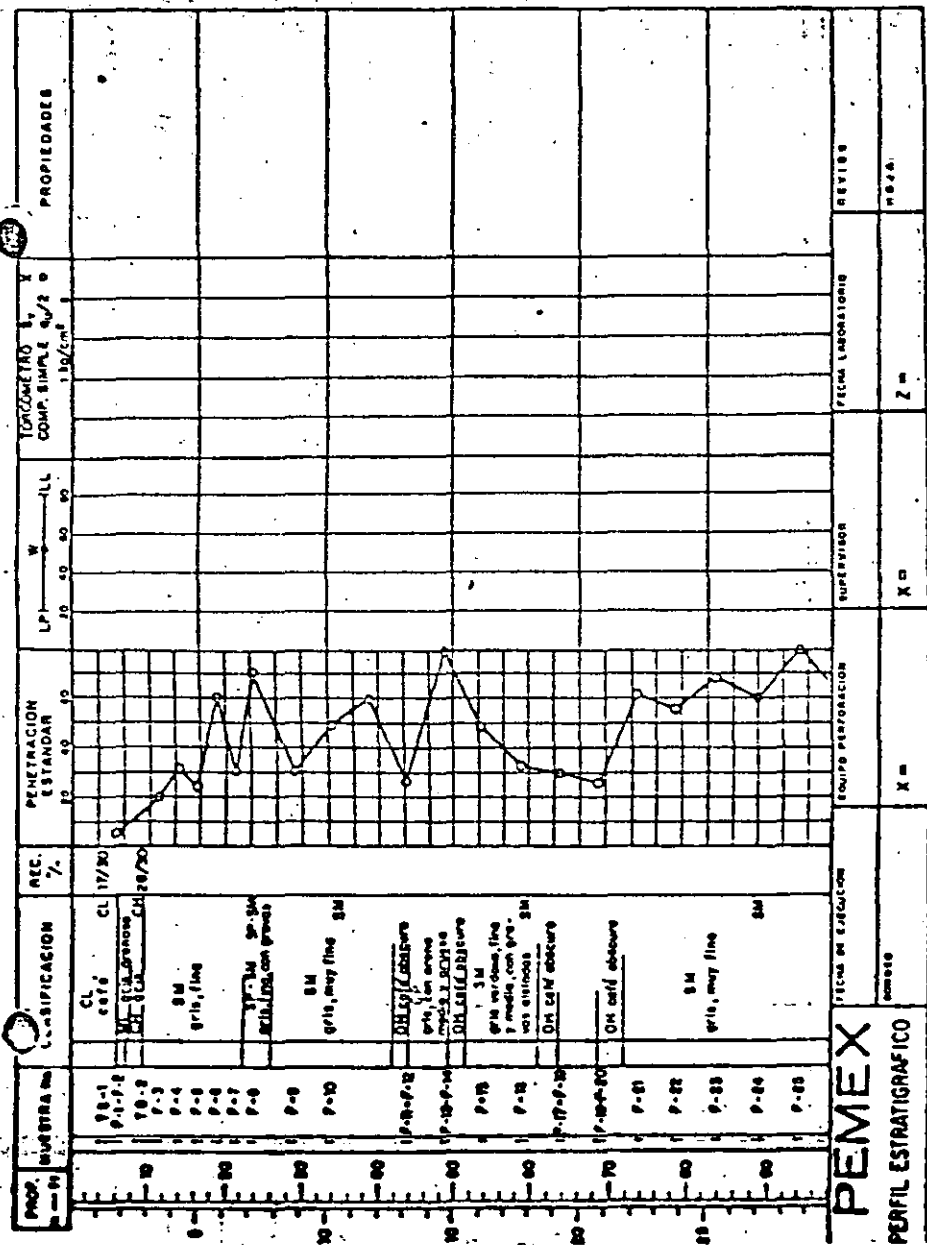
PEMEX REGISTRO DE CAMPO OBRA:	SONDEO: H-14	NIV. FREAT.:	HOJA:
	LOCALIZACIÓN:	MÁQUINA: A	FECHA: 3-21-75
	X:	OPERADOR: F. Ortiz	SUPERVISOR:
	Y:		Eng Silva
Z:			

Prof. en m ó fl	Clasificación SUCS	Muss tra No.	N (SPT)			Muestreo Pro sión	Ademe m	Hora
			1 15cm	2 15cm	3 15cm			
	CL café	F-1	10	15	25	---	---	8:30
	CL café con grava	F-2	10	20	30/4			9:00
	CH arcillosa gns	TR-1				20/30		10:00 (1)
	CH " "	F-3	10	35	35			10:30
	CH " "	TR-2				30/30		11:10 (2)
	SN fina gns	F-4	5	10	15			11:50 (3)
	✓	F-5	5	20	30			12:10
	✓	F-6	5	25	35			12:40 (4)
	CL café	F-7	5	10	20		50	13:00
	CL ✓	TR-3				20/30		13:20
		TR-4						13:30 (5)
		F-8						

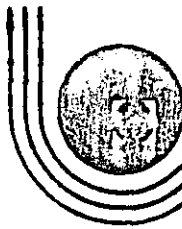
DATOS FICTICIOS

NOTAS

- 1) la CH empieza a los 15'
- 2) la parte inferior del TR-2 es SN'
- 3) la SN' empieza a 29', se perdió el agua de perforación
- 4) se tiene azote y se decidió pasar ademe
- 5) se perdió la muestra, probablemente era arcilla



20. ASTM STP 399, *Symposium on Vane Shear and Cone Penetration Resistance Testing of in-situ Soils*, 1966.
21. SANTOYO E., *Cambios en la Resistencia al Corte de las Arcillas del Lago de Texcoco debidas a Consolidación y Explosiones*, Volumen Nabor Carrillo, México 1969.
22. SANTOYO E., *Mediciones con Veleta de la Resistencia al Corte de los Suelos de la Cimentación de la Presa Cerro de Oro*, Instituto de Ingeniería, 1975.
23. Ministère de l'Amenagement du Territoire, de l'Equipment, du Logement et du Tourisme. *Foundation Courantes d'Ouvrages d'Art*, Fond 72. LCPC Setra.
24. Comisión Federal de Electricidad, *Manual de Diseño de Obras Civiles*, México 1970.
25. Baroid Division, *Baroid Drilling Mud Data Book*.
26. VELAZCO R. *Lodos de Perforación*. Servicio de Información PEMEX.
27. U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, *The Unified Soil Classification System*. Technical Memorandum No. 3-357 VI.
28. SOWERS, G. *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones*, Limusa Wiley, 3a. ed, 1970.
29. TERZAGHI and PECK, *Soil Mechanics in Engineering Practice*.
30. MARSAL, R. *Presas Pequeñas*, Publicación 326, Instituto de Ingeniería, UNAM.
31. Comisión de Estudios del Territorio Nacional (CETENAL).
32. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
33. Secretaría de Obras Públicas (SOP).
34. Instituto de Ingeniería (UNAM).
35. Instituto de Geología (UNAM).



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

M E C A N I C A D E S U E L O S

PRUEBAS DE LABORATORIO Y
DE CAMPO

ING. RICARDO PADILLA.

ING. FELIPE CANCINO.

JUNIO , 1985.

Experimento N° 3 LÍMITES LÍQUIDO Y PLÁSTICO DE UN SUELO

Referencias

AASHTO T89-68 y T90-70

ASTM 423-66 (Límite líquido) y D424-59 (Límite Plástico)

ASTM (1960), Artículos sobre Suelos: Simposio sobre los Límites de Atterberg, *Publicación Técnica Especial (STP) No. 254*, pp. 159-226 (con numerosas referencias).

Casagrande, A. (1932), Investigación sobre los Límites de Atterberg de los Suelos, *Public Roads*, Vol. 13, No. 8, Octubre, pp. 121-136.

Fang, H. Y., (1960), Determinación Rápida del Límite Líquido de Suelos por el Método del Índice de Flujo, *Highway Research Board Bulletin No. 254*, pp. 30-35 (contiene también referencias anteriores).

Nuyens, J. G. E., y R. F. Kockaerts (1967), Técnica Confiable para Determinar el Límite Plástico, *Material Res. Stand., ASTM*, Vol. 7, No. 7, julio, pp. 295-299 (ver también Diciembre, 1968, pp. 17-19).

Seed, H. B., R. J. Woodward Jr., y R. Lundgren, (1964), Aspectos fundamentales de los Límites de Atterberg, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, SMG*, Noviembre, pp. 75-105, (ver también *SM 4*, Julio, pp. 107-131, de los mismos autores).

Objetivos

Introducir al estudiante al procedimiento de determinación de los límites líquido y plástico de un suelo.

Equipo¹

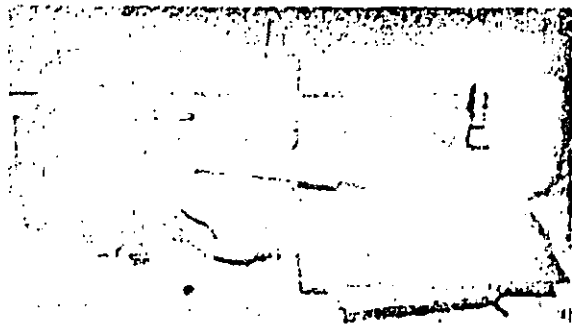
Recipiente para hacer el ensayo del límite líquido con herramienta para hacer la ranura (Fig. 3-1).

Recipientes para contenido de humedad.

Placa de vidrio para hacer el límite plástico (opcional).

Figura 3-1

Equipo corriente para los ensayos de límites líquido y plástico. Se aprecia lo siguiente: tamiz No. 40 y bandeja; aparato de límite líquido con herramientas para hacer la ranura de tipo Casagrande y ASTM (a la derecha); botella de plástico blando para proveer cantidades controladas de agua; plato evaporador de porcelana y espátula para mezcla cuidadosa del suelo; placa de vidrio para hacer el ensayo de límite plástico y varilla de soldadura de 3 mm para visualizar por comparación el diámetro del cilindro para límite plástico (opcional).



¹ Hacer pasar por un tamiz de 10 mm una muestra de tierra del depósito del laboratorio y luego depositarla en una caneca de 20 gal. La muestra debe obtenerse antes de empezar el curso; y debe haber suficiente para que el laboratorio realice los experimentos números 3, 6, 7 y parte de 8, 9 y 14. Una pequeña porción debe ser secada al aire varios días antes de realizar el experimento 3, dejando suficiente muestra para los números 6 y 7.

Equipo para preparación de la muestra de suelo (recipiente de porcelana, espátula, botellas plástica para añadir cantidades controladas de agua).

Balanza con sensibilidad de 0.01 gm.

Tamiz recipiente y tapa (US No. 40, BS No. 36, AFNOR No. 27, o DIN No. 400; ver Tabla 5-1).

Exposición general

Los límites líquido y plástico son sólo dos de los 5 "límites" propuestos por A. Atterberg, un científico sueco dedicado a la agricultura (ca. 1911). Estos límites son:

1. *Límite de cohesión.* Es el contenido de humedad con el cual las boronas de suelo son capaces de pegarse una a otras.
2. *Límite de pegajosidad.* Es el contenido de humedad con el cual el suelo comienza a pegarse a las superficies metálicas tales como la cuchilla de la espátula. Esta condición tiene importancia práctica para el ingeniero agrícola pues se relaciona con la capacidad del suelo para adherirse a las cuchillas o discos del arado cuando se cultiva un suelo.
3. *Límite de contracción.* Es el contenido de humedad por debajo del cual no se produce reducción adicional de volumen o contracción en el suelo. El método para determinar este contenido de humedad se presenta en el Experimento No. 4.
4. *Límite plástico.* Es el contenido de humedad por debajo del cual se puede considerar el suelo como material no plástico.
5. *Límite líquido.* Es el contenido de humedad por debajo del cual el suelo se comporta como un material plástico. A este nivel de contenido de humedad el suelo está en el vértice de cambiar su comportamiento al de un fluido viscoso.

Los límites líquido y plástico han sido ampliamente utilizados en todas las regiones del mundo, principalmente con objetivos de identificación y clasificación de suelos. El límite de contracción ha sido útil en varias áreas geográficas donde el suelo sufre grandes cambios de volumen entre su estado seco y su estado húmedo. El problema de potencial de volumen puede muy a menudo ser detectado de los resultados de los ensayos de límite líquido y límite plástico. El límite líquido en ocasiones puede utilizarse para estimar asentamientos en problemas de consolidación (Experimento No. 13) y ambos límites son algunas veces útiles para predecir la máxima densidad en estudios de compactación (Experimento No. 9). Los dos métodos de clasificación presentados en el Experimento No. 8 incorporan el uso del límite líquido y el límite plástico.

Los límites de cohesión y pegajosidad por el contrario han sido muy poco utilizados universalmente. En efecto solo muy recientemente se ha popularizado el conocimiento de que fueron 5 y no 3 los límites de plasticidad propuestos por Atterberg.

La localización relativa de los límites de contracción w_c , plástico w_p , y líquido w_L , se muestran sobre una escala de humedad en la Fig. 3-2.

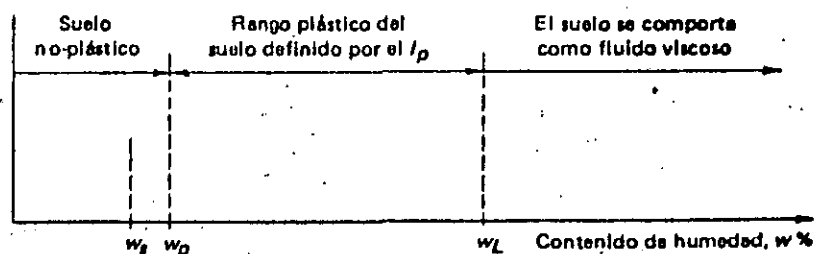


Figura 3-2

Localización relativa de los límites de contracción, plástico y líquido sobre la escala de contenido de humedad. Nótese que la localización de w_c puede llegar en algunos suelos a estar a la derecha de w_p .

Para poder establecer valores definidos, reproducibles, de estos límites, se propuso que el límite líquido se definiera arbitrariamente como el contenido de humedad al cual una masa de suelo húmedo colocada en un recipiente en forma de cápsula de bronce, sepa-

rada en dos por la acción de una herramienta para hacer una ranura-patrón, y dejada caer desde una altura de 1 cm, sufra después de dejarla caer 25 veces una falla o cierre de la ranura en una longitud de 12.7 mm. Algunas variables afectan el resultado de la prueba del límite líquido o el número de golpes requeridos para cerrar la ranura-patrón en una longitud de 12.7 mm entre los cuales se cuentan:

1. Tamaño de la masa de suelo contenido en la cápsula de cobre (espesor y cantidad).
2. Velocidad a la cual se le dan los golpes (debería ser 120 revoluciones por minuto).
3. Tiempo de reposo del suelo en la cazuela antes de comenzar la cuenta de golpes y estado de limpieza de la cazuela antes de colocar la pasta de suelo para el ensayo.
4. Humedad del laboratorio y rapidez con la cual se hace el ensayo.
5. Tipo de material utilizado como base del aparato o sea superficie contra la cual se debe golpear la cazuela (comúnmente se utiliza caucho duro o *micarta*).
6. Ajuste o calibración de la altura de caída de la cazuela (debe ser exactamente 1 cm).
7. Tipo de herramienta utilizada para hacer la ranura (bien la recomendada por la ASTM o la llamada tipo Casagrande).
8. Condición general del aparato del límite líquido (pasadores desgastados, conexiones que no estén firmemente apretadas).

Las variables anteriores pueden ser todas controladas por el operador. El límite líquido (w_L) es también afectado marcadamente por el tipo de suelos y otros factores adicionales. Para intentar reducir estas variables en el ensayo, se han desarrollado y se utilizan aparatos patrón así como herramientas patrón para hacer la ranura. Una de las herramientas para hacer la ranura (Fig. 4-4 b) es la propuesta por la ASTM; la otra herramienta patrón fue desarrollada por Casagrande (1932) la cual se muestra en la misma figura, y tiene la ventaja de permitir un mejor control de la profundidad de la pasta de suelos en la cazuela. La herramienta de la ASTM es mejor para suelos con bajo límite líquido, en los cuales es generalmente difícil hacer la ranura, como materiales arenosos y limosos. Para estos suelos, sería incluso necesario formar parcialmente la ranura con la ayuda de la espátula, después de lo cual la ranura puede ser mejorada adecuadamente utilizando cualquiera de los ranuradores-patrón.

Para controlar la velocidad de golpeado del recipiente, se debe rotar la manivela a una velocidad aproximada de 120 rpm o sea a una tasa de 120 golpes por minuto.

La norma ASTM para esta prueba estipula el uso de agua destilada para la preparación de la muestra. Sin embargo, la mayoría de los laboratorios utilizan agua común con resultados satisfactorios.

Los ensayos de límites de Atterberg deben hacerse sobre suelos tamizados a través de la malla No. 40. Comúnmente, el suelo traído del campo se encuentra en un estado de humedad demasiado alto para pasar a través de la malla No. 40. Es entonces permisible (y sugerido por la norma ASTM D421-58, "Preparación Seca de Muestras de Suelo para Análisis Granulométrico y Determinación de Constantes de Suelo") *secar al aire* el suelo para obtener la fracción de suelos que pasa el tamiz No. 40 (0.425 mm) en la mayoría de los casos. El secar al horno la muestra de suelo para preparar el material que debe tamizarse a través de la malla No. 40, disminuye generalmente el valor registrado en pruebas de límite líquido y plástico y por consiguiente, deben evitarse como procedimiento. Investigaciones hechas por el autor al igual que otras reportadas por Casagrande (1932) han demostrado que ordinariamente el secar al aire el suelo como preparación de la muestra disminuye el límite líquido entre el 2 y el 6% de su valor real. Para evitar este problema, se recomienda, cuando sea posible, utilizar para el ensayo el material que parezca pasar por el tamiz No. 40, de acuerdo con una inspección visual y comenzar el ensayo con este material en su contenido de humedad natural. Las investigaciones indican también que la mayoría de los suelos secados al aire recuperan sus límites originales si se le permite, luego de mezclarlos con agua, un tiempo de curado de 24 a 48 h, antes de hacer el ensayo.

Previamente se estableció que el límite líquido se define para el contenido de humedad a la cual es necesario dar 25 golpes a la cazuela para cerrar en una longitud de 12.7 mm la ranura

hecha con la herramienta patrón. Sería realmente fortuito el poder encontrar este contenido de humedad exacto dentro de un tiempo razonable. Como la mayoría de los casos esto es cercano a lo imposible, es necesario recurrir a otros caminos para encontrar este valor de humedad tan particular. Se ha encontrado que si uno hace una gráfica en la cual se represente la variación del número de golpes necesario para cerrar la ranura en una escala logarítmica contra el contenido de humedad correspondiente en una escala aritmética, el lugar geométrico de los puntos resultantes insinúa una variación de comportamiento de tipo lineal. Con este fenómeno establecido, se vuelve relativamente sencillo establecer el contenido de humedad en el límite líquido de una forma indirecta. Solo es necesario obtener entre 3 y 6 puntos a diferentes contenidos de humedad, conjuntamente con el número de golpes necesario para cerrar la ranura correspondiente (obviamente, distribuidos a ambos lados del conteo de 25 golpes necesario para definir el límite líquido), colocar estos datos en un diagrama semilogarítmico, y establecer la proyección lineal insinuada por dicho punto para el contenido de humedad correspondiente a una cuenta de 25 golpes (límite líquido de suelo). Parece que dicha relación lineal solamente se mantiene cierta a lo largo de un ciclo en un gráfico semilogarítmico (entre 10 y 100 golpes). Es evidente que mientras más cercano alrededor de la cuenta de 25 se encuentre el intervalo de puntos experimentales, mayor será la confiabilidad del valor extrapolado de la tendencia observada experimentalmente.

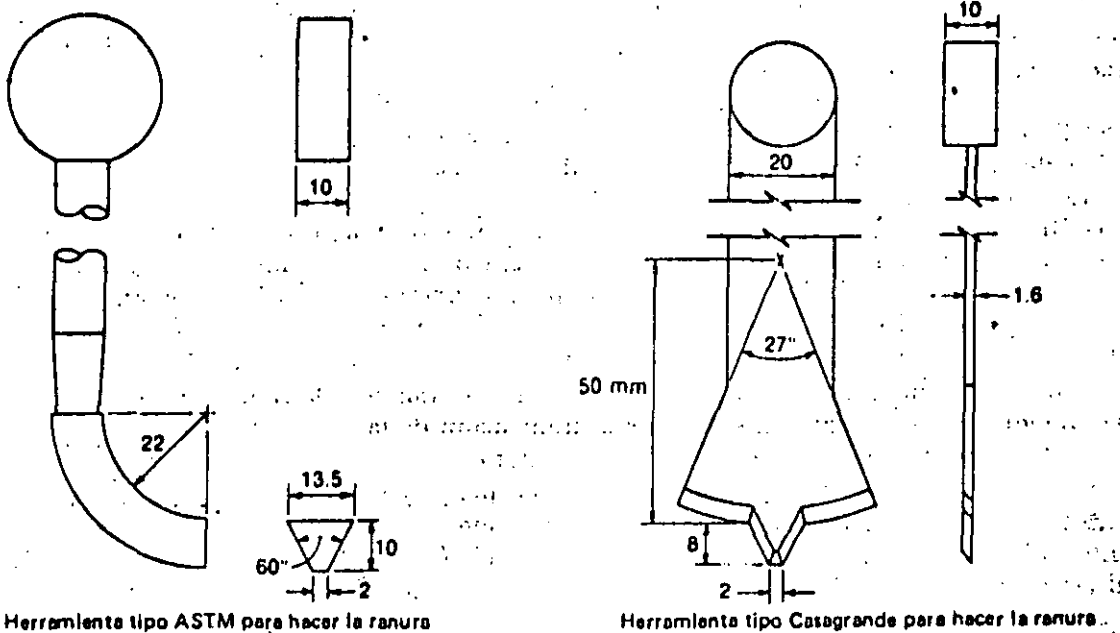
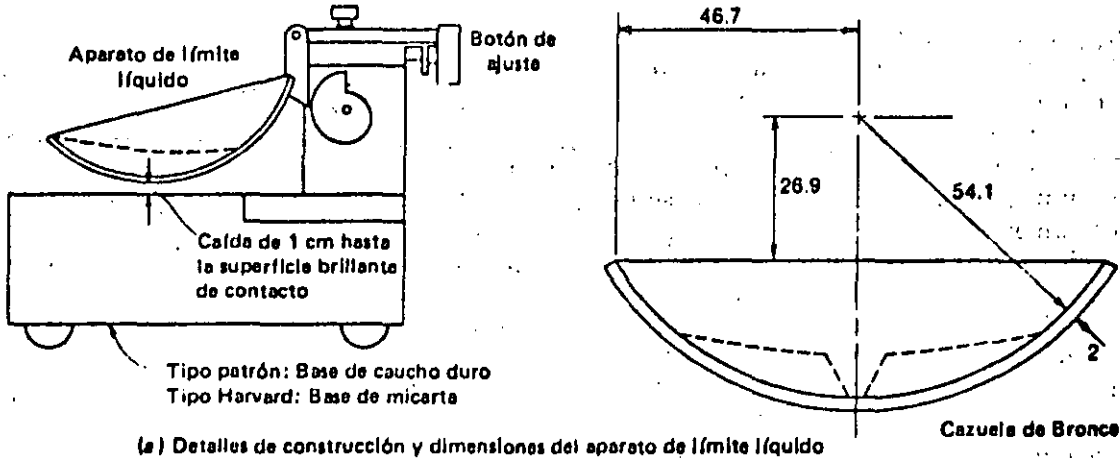


Figura 3-3
Equipo para la prueba de límite líquido. Todas las dimensiones en milímetros.

Un término que indique:

1. El porcentaje de arcilla en la fracción de suelo inferior en tamaño al tamiz No. 40 como se utiliza para los ensayos de límites de Atterberg y
2. El potencial de expansión y contracción (cambios de volumen) de un suelo, con valores grandes que indiquen un alto potencial

es llamado la *actividad* de un suelo. La *actividad* de un suelo se define como:

$$A = \frac{\text{índice de plasticidad}}{\text{porcentaje de arcilla en la mezcla} - C_o} \quad (3-1)$$

La constante C_o vale 0 ó 9, dependiendo de cuál recomendación se utilice, la del trabajo de Skemptions ó la del trabajo de Seed y otros (1964). El índice de plasticidad se define en la Fig. 3-1. El porcentaje de arcilla en la mezcla (de la fracción menor que tamiz No. 40) utilizada en la ecuación anterior se basa en el porcentaje de grano del suelo menores de 0.002 mm, el cual no es universalmente aceptado como el límite superior de tamaño de minerales de arcilla.

A valores pequeños de A en la ec. (3-1) corresponden valores menores del potencial de cambio de volumen del suelo. El rango aproximado de A varía entre 0.3 y cerca de 5.5 y depende del tipo de minerales de arcilla presentes en el suelo; e. g., una arcilla predominantemente caolinítica tiene una actividad menor que una arcilla con alto contenido de ilitas o con montmorillonitas.

El límite líquido es una medida de la resistencia al corte del suelo a un determinado contenido de humedad. El límite líquido es análogo a un ensayo de resistencia, y Casagrande (1932) encontró que cada golpe necesario para cerrar el surco en la cazuela corresponde a un esfuerzo cortante cercano a un g por cm^2 . Otros han obtenido resultados similares de forma que se puede decir que el límite líquido representa para todos los suelos un valor de resistencia al corte entre 20 y 25 $\text{g} \times \text{cm}^2$. Otra observación fundamental de las investigaciones hechas consiste en que el límite líquido aumenta a medida de que el tamaño de los granos o partículas presentes en la muestra disminuyen.

Además de ser el límite inferior del rango de comportamiento plástico de un suelo, el límite plástico tiende a incrementar en valor numérico a medida que disminuye el tamaño de las partículas presentes en la muestra. Si en dos suelos se encuentra presente el mismo tipo de partículas según tamaño, será mayor el límite líquido en aquel que tenga más partículas dentro de un mismo rango. El límite plástico es también una medida de la resistencia al corte del suelo.

La investigación de Seed y otros (1964) demostró también que la línea A de Casagrande utilizada en el diagrama de clasificación que se muestra en la Fig. 8-2 es esencialmente correcta. Casagrande propuso este diagrama basado en el análisis de un gran número de valores obtenidos sobre arcillas de diferentes sitios del mundo en los comienzos de la década de 1940. Hoy en día cuando se ha determinado que tanto el límite líquido como el límite plástico dependen del porcentaje de arcilla presente en la fracción que pasa a través del tamiz No. 40 del suelo, es posible escribir la siguiente relación lineal para el límite líquido:

$$w_L = K(PC - a) \quad (3-2)$$

Escribiendo nuevamente la ec. (3-1), obtenemos $I_p = A(PC - C_o)$

donde PC = porcentaje de partículas de tamaño de arcilla (menores de 0.002 mm) en la fracción de suelo que pasa el tamiz No. 40.

K, a = constantes que deben ser determinadas para cada suelo.

Si se elimina PC en la ecuación anterior y se sustituyen nuevas constantes, se obtiene:

$$I_p = N(w_L - b) \quad (3-3)$$

La carta de plasticidad de Casagrande utiliza $N = 0.73$ y $b = 20$.

Como el gráfico semilogarítmico de contenido de humedad contra logaritmo del número de golpes es una línea recta, la ecuación de esta línea se puede representar en la forma general

$$w = -F_i \log N \pm C \quad (3-4)$$

donde w = contenido de humedad a N golpes

F_i = índice de flujo, o sea el cambio en contenido de humedad Δw sobre un ciclo del gráfico semilogarítmico ($w_N = 10 - w_N = 100$); también, $F_i = \frac{\Delta w}{\log N_2/N_1}$

N = número de golpes al contenido de humedad w

C = constante para ser determinada en cada suelo

La resistencia al corte de un suelo en su límite plástico es una medida de la tenacidad de la arcilla; la resistencia al corte de todos los suelos en el límite líquido es una constante (c muy cercanamente). Por tanto, se puede usar la ec. (3-4) como un criterio para aproximar las magnitudes relativas de la resistencia al corte del suelo o de diferentes tipos de suelos en el límite plástico. Por ejemplo, para dos suelos de índice de plasticidad I_p idéntico pero diferentes índices de flujo F_i , si ambos suelos se someten al mismo cambio en contenido de humedad desde el límite líquido, el suelo que tenga una curva o línea de flujo más pendiente (mayor F_i) requerirá el menor número de golpes para cerrar la ranura patrón y por consiguiente, tendrá menor resistencia al corte en este contenido de humedad.

Como el hacer un gran número de ensayos de límite líquido puede tomar una gran cantidad de tiempo, la Estación Experimental de Hidrovías (Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss), en su Memorando Técnico No. 3-286 de junio de 1949, concluyó sobre el análisis de 767 ensayos, que el límite líquido puede establecerse a partir de un solo ensayo utilizando la ecuación:¹

$$w_L = w_N \left(\frac{N}{25} \right)^{\tan \beta} \quad (3-5)$$

donde w_N = contenido de humedad al número de golpes N obtenido en el ensayo.

β = pendiente de la recta característica en el gráfico semilogarítmico w vs. $\log N$.

Para esta serie de valores de límite líquido, se encontró que $\tan \beta = 0.121$ resultó una buena aproximación, de donde se puede expresar la anterior ecuación como:

$$w_L = w_N \left(\frac{N}{25} \right)^{0.121} \quad (3-6)$$

El valor de $\tan \beta$ no es 0.121 para todos los suelos; sin embargo, se puede generalmente obtener buenos resultados a partir de esta ecuación, si el contenido de humedad w_N utilizado en la fórmula se determina para un número N de golpes entre 20 y 30. Lo anterior puede explicarse debido a que en un rango tan pequeño de la curva de flujo el cambio en movimiento vertical (contenido de humedad) es pequeño aún para curvas muy pendientes.

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 o aproximadamente 3 mm (referirse a la Fig. 3-4). 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. Con la práctica, se encuentra que los valores del límite plástico pueden reproducirse sobre el mismo suelo por parte de diferentes laboratoristas dentro de un rango del 1 al 3%.

¹ Ver Fang (1960). El departamento de Carreteras de Washington trabajando independientemente, llegó a una ecuación similar en la misma época.

Procedimiento *Esta será una práctica individual***A. LIMITE LIQUIDO** (referirse a la Fig. 3-4)

1. Cada miembro del grupo debe pulverizar una cantidad suficiente de suelo secado al aire (de una muestra de 5 kg puesta a secar al aire la semana anterior a la ejecución del ensayo), para obtener una muestra representativa del material que pasa a través del tamiz No. 40 de alrededor de 250 ± 10 g. Es necesario asegurarse de botar el remanente retenido en el tamiz pues no es representativo del suelo que se trajo del terreno. Además se debe asegurar, mediante el uso de un mortero, la destrucción de todos los grumos presentes; una de las principales fuentes de error del ensayo consiste en fallar en la obtención de una muestra realmente representativa, al permitir que muchos "finos" se queden retenidos en forma de grumos en el tamiz No. 40.

No es conveniente secar el suelo al horno para pasarlo a través del tamiz No. 40 pues esta práctica reduce el valor real de los límites líquidos y plástico del suelo.

No es necesario saturar y curar la muestra antes de la práctica en beneficio del tiempo de trabajo disponible en clases de laboratorio.

2. A continuación cada grupo debe verificar que la altura de la máquina del límite líquido que va a utilizar sea exactamente de 1 cm (± 0.1 mm). Para esta operación se puede utilizar la cabeza en forma de dado de 1 cm en el extremo superior del ranurador-patrón. Hacer la calibración con respecto a la marca de desgaste que se nota en la parte inferior de la cazuela, y no con respecto a la mínima distancia. Si la altura de la caída no se calibra dentro de estos límites, es posible introducir un error de varias unidades % en la determinación del contenido de humedad. Si la máquina se encuentra en condiciones inadecuadas o tiene un gran desajuste debe verificarse con el instructor para las reparaciones o cambios de partes correspondientes.

3. Colocar los 250 g de suelo en un recipiente de porcelana, añadir una pequeña cantidad de agua y mezclar cuidadosamente el suelo hasta obtener un color uniforme (referirse a la Fig. 3-4a). Una mezcla pobre del conjunto suelo-agua es generalmente causa adicional de error en el ensayo. Cuando el color es uniforme en toda la mezcla y ésta adquiere una apariencia cremosa, su estado es adecuado en general. Se debe continuar añadiendo pequeñas cantidades adicionales de agua y mezclando cada vez hasta obtener una mezcla homogénea. Cuando se encuentre el suelo en un punto de consistencia (pegajosidad) tal que se pueda estimar (o simplemente hacer un ensayo de prueba) que tomará alrededor de 50 golpes para cerrar en una longitud de 12.7 mm la ranura, remover alrededor de 20 g de esta muestra adecuadamente mezclada del plato en el que se está trabajando para determinación posterior del límite plástico. A continuación se debe añadir un poco más de agua de manera que la consistencia resultante permita un número de golpes para la falla en el rango de 30 a 40.

4. Remover la cazuela de bronce del aparato de límite líquido y colocar dentro de la cazuela una pequeña cantidad de suelo hasta la profundidad adecuada para el trabajo de la herramienta ranuradora, bien centrada en la cazuela con respecto al pasador y de una forma similar a la mostrada en la Fig. 3-4b. A continuación se debe emparejar la superficie de la pasta de suelo cuidadosamente con una espátula, y mediante el uso de la herramienta ranuradora, cortar una ranura clara, recta, que separe completamente la masa de suelo en dos partes. La mayor profundidad del suelo en la pasta deberá ser aproximadamente igual a la altura de la cabeza de la herramienta patrón de la ASTM (Fig. 3-3b). Si se utiliza la herramienta de Casagrande, se debe mantener firmemente perpendicular a la tangente instantánea a la superficie de la cazuela y la herramienta, de forma que la profundidad de la ranura sea homogénea en toda su longitud (Fig. 3-4c). El suelo no debe prácticamente ser alterado por los "hombros" de la herramienta.

Después de hacer la ranura, se debe retomar rápidamente la cazuela a su sitio del aparato y hacer el conteo de golpes. Si se permite una demora innecesaria en este proceso, y la humedad ambiental del laboratorio es baja se puede secar la superficie de la muestra, lo cual afectará el conteo de golpes. Este efecto mostrará cuando se dibujen

Figura 3-4

Pasos en el ensayo de límite líquido:

- (a) Suelo cuidadosamente mezclado. Nótese la textura uniforme, cremosa.
- (b) Suelo colocado en la cazuela para el ensayo de límite líquido. Nótese que la cazuela no se llena al tope, solo su parte frontal.
- (c) Pasta de suelo con la ranura hecha utilizando la herramienta de Casagrande. La profundidad es la que resulta de simplemente apoyar la herramienta en el fondo de la pasta de suelo al hacer la ranura.
- (d) La ranura se cierra 12.7 mm (se usa una escala para comparación numérica visual en la fotografía) mientras la manivela se gira a 120 r.p.m. y se cuentan los golpes necesarios de la cazuela sobre la base del aparato de límite líquido para lograrlo.
- (e) Muestra para contenido de humedad tomada de la zona de cierre de la ranura. Nótese que se toma en el recipiente de humedad una can-

alidad de aproximadamente 45 g. En todo caso, se debe tomar de esta zona de la pasta una muestra de, mínimo, 40 g para contenido de humedad.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

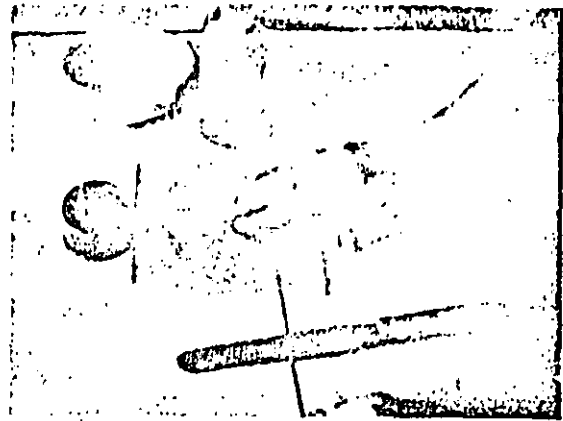


Figura 3-5

Ensayo de límite plástico. Separar algo de suelo cuando el número de golpes está en el orden de 50 en el ensayo de límite líquido (Intentos iniciales). Nótese el uso de una varilla de soldadura de 3 mm para comparación visual del diámetro del cilindro de suelo. Nótese que debe haber suelo suficiente para hacer varios intentos.

Si el cilindro se desmorona a un diámetro superior a 3 mm, esta condición es satisfactoria para definir el límite plástico si el cilindro se había enrollado con anterioridad hasta más o menos 3 mm. La falla del cilindro se puede definir de la siguiente forma:

- Simplemente por separación en pequeños pedazos.
- Por desprendimiento de escamas de forma tubular (cilindros huecos) de dentro hacia fuera del cilindro o hilo de suelo.
- Pedacitos sólidos en forma de barril de 6 a 8 mm de largo (para arcillas altamente plásticas).

Para producir la falla no es necesario reducir la velocidad de enrollado y/o la presión de la mano cuando se llega a 3 mm de diámetro. Los suelos de muy baja plasticidad son una excepción en este sentido, en estos casos la bola inicial debe ser del orden de 3 mm antes de empezar a enrollar con la mano.

- Esta secuencia debe repetirse el número de veces que se requiera para producir suficientes pedazos de cilindro que permitan llenar un recipiente de humedad.¹
- Pesar el recipiente cubierto, remover su tapa y colocarlo dentro del horno. Nótese que en efecto se han hecho varias determinaciones del límite plástico pero se han reducido el proceso de pesada y cálculos a un solo ensayo.

Cálculos

- Es necesario regresar al laboratorio al día siguiente y pesar todas las muestras secadas en el horno para poder calcular los contenidos de humedad correspondientes. Dibujar la gráfica de contenido de humedad contra número de golpes resultantes del ensayo de límite líquido en un papel semilogarítmico o en un formato igual o similar al recomendado en este manual con el fin de obtener el valor del límite líquido como se insinúa en la Fig. 3-6. Calcular el índice de flujo F_f y mostrar los datos registrados durante el ensayo.

Calcular además el límite plástico y el índice de plasticidad como

$$I_p = w_L - w_p \quad (3-7)$$

- Utilizar la Ec. (3-6) para calcular el límite líquido para cada valor N y w_N registrado; incluya esta información en su "presentación general" y haga una comparación con el límite líquido obtenido del gráfico semilogarítmico.
- Calcular la actividad del suelo utilizando el porcentaje de material más fino que el diámetro 0.002 mm tomado del análisis hidrométrico respectivo, si el Exp. No. 5 se ha hecho en paralelo con este experimento. Cuando se use la ec. (3-1) para este cálculo se recomienda utilizar $C_u = 9$.
- En la "Discusión" de su informe mencione seis usos diferentes para los datos obtenidos en el ensayo o sea límite líquido y límite plástico.

¹ Algunos laboratoristas prefieren utilizar recipientes de humedad separados para cada determinación de límite plástico. Sin embargo, los errores de pesada tienden a dañar la reproducibilidad del ensayo y el método que se sugiere aquí es preferido por el autor.

DETERMINACION DE LIMITES DE ATTERBERG

Formato 3

Proyecto EXP. No 3

Trabajo No. ~

Localización del Proyecto UNIV. DE BRADLEY

Perforación No. ~

Muestra No ~

Descripción del Suelo ARCILLA LIMOSA PARDA

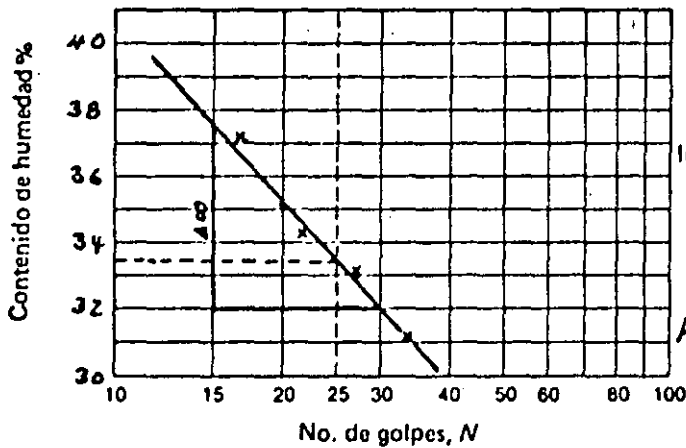
Profundidad de la Muestra ~

Realizada por J.E.B.

Fecha 5-4-76

Determinación del Límite Líquido

Lata	27	28	31	34		
Peso de suelo húmedo + lata	48.61	55.53	51.71	50.51		
Peso de suelo seco + lata	41.19	46.05	42.98	41.54		
Peso de lata	17.33	17.41	17.45	17.36		
Peso de suelo seco	23.86	28.64	25.53	24.18		
Peso de agua	7.42	9.48	8.73	8.97		
Contenido de humedad%	31.1	33.1	34.2	37.1		
Número de golpes, N	34	27	22	17		



Indice de Flujo $F_i = -17.8$
 Límite Líquido = 33.5%
 Límite Plástico = 19.4%
 Índice de Plasticidad $I_p = 14.1$

$$F_i = \frac{\Delta w}{\log N_{c/N}} = \frac{32 - 32.6}{\log 25/15} = -17.8$$

Determinación del Límite Plástico

Lata No.	35	37		
Peso de suelo húmedo + lata	23.26	23.03		
Peso de suelo seco + lata	22.84	22.64		
Peso de lata	20.63	20.66		
Peso de suelo seco	2.21	1.98		
Peso de agua.	0.42	0.39		
Contenido de humedad%	19.1%	19.6		

Figura 3-6
 Juego de datos típicos para ensayos de límites líquido y plástico.

Experimento N° 5 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO — MÉTODO MECÁNICO

Referencias

AASHTO T87-70 (Preparación de la Muestra); AASHTO T88-70 (Procedimiento de prueba).
ASTM D421-58 y D422-63.

Objetivo (el Instructor¹ debe ver la nota al final del "Procedimiento")

Introducir al estudiante al método para hacer el análisis granulométrico mecánico de un suelo y a la forma de presentar los resultados obtenidos.

Equipo

Juego de tamices (ver la lista típica en la "exposición general"; también en la Fig. 5-1 y la Tabla 5-1).

Mortero y mano de mortero o un pulverizador mecánico de suelo.

Balanza de sensibilidad 0.1 g.

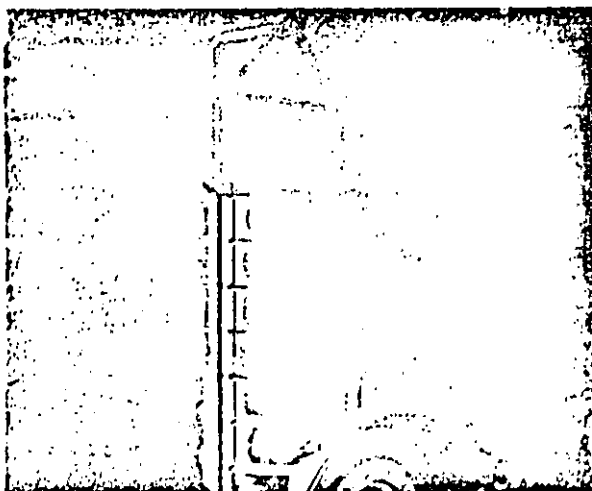


Figura 5-1
Serie típica de tamices en un vibrador mecánico de tamices.

Exposición General

En la clasificación de los suelos para usos de ingeniería es universalmente acostumbrado utilizar algún tipo de análisis granulométrico (ver Experimento No. 8). Una parte importante de los criterios de aceptabilidad de suelos para carreteras, aeropistas, presas de tierra, diques, y otro tipo de terraplenes es el análisis granulométrico. La información obtenida del análisis granulométrico puede en ocasiones utilizarse para predecir movimientos del

¹ Es aconsejable utilizar arena de depósito (arena para hacer concreto con una pequeña contaminación de finos) en el experimento de forma que no más de 10% del material pase a través del tamiz No. 200 y sea posible calcular los coeficientes C_U y C_C . El material cohesivo del Experimento No. 3 puede usarse en los Experimentos 6, 7, y 14.

Tabla 5-1

Tamaños patrón de tamices. Todos los tamices tipo U. S. se pueden conseguir en un diámetro de 20 cm y la mayoría en 30.5 cm. La designación corriente tipo U. S. varía entre 100 y 6.3 mm en términos del tamaño de la malla; entre los tamices No. 4 (4.75 mm) y No. 18 (1.00 mm) la abertura de malla es en milímetros; desde el No. 20 hasta el No. 400, la malla se mide en micrómetros ($\mu\text{m} = 0.001 \text{ mm}$). El tamiz No. 20 tiene $850 \mu\text{m}$ ó 0.850 mm de abertura de malla. Del tamiz No. 4 hacia abajo, el tamaño de la abertura de malla es aproximadamente $N_i \cong (N - 1)/\sqrt{2}$ (Ejemplo: No. 5 = $4.00 \text{ mm} = 4.75/\sqrt{2}$).

U. S. ^a		NORMA BRITANICA ^b		FRANCES ^c		DIN ALEMAN ^d	
No.	Abertura (mm. ó μm)	No.	Abertura (mm)	No.	Abertura (mm)	Designación μm	Abertura (mm)
	100.0 mm						
	75.0						
	63.0						
	50.0						
	45.0						
	37.5						
	31.5						
	25.0						25.0
							20.0
	19.0						
							18.0
	16.0						16.0
	12.5						12.5
							10.0
	9.5						
	8.0						8.0
	6.3						6.3
				38'	5.000		5.0
4'	4.75						
5	4.00			37	4.000		4.0
6	3.35	5'	3.353				
7	2.80	6	2.812	36	3.150		3.150
8		7	2.411	35	2.500		2.500
10	2.38	8	2.057	34	2.000		2.000
12	2.00	10	1.676				
14	1.70	12	1.406	33	1.600		1.600
16	1.40	14	1.204	32	1.250		1.250
18	1.18	16	1.003	31	1.000		1.000
20	1.00						
20	850 μm	18	.853				
25	710	22	.699	30	.800	800	.800
30	600	25	.599	29	.630	630	.630
35	500	30	.500	28	.500	500	.500
40'	425	38'	.422				
45	355	44	.353	27'	.400	400'	.400
60	300	52	.295	26	.315	315	.315

U. S. ^a		NORMA BRITANICA ^b		FRANCES ^c		DIN ALEMAN ^d	
No.	Abertura (mm. ó μ m)	No.	Abertura (mm)	No.	Abertura (mm)	Designación μ m	Abertura (mm)
60	250	60	.251	25	.250	250	.250
70	212	72	.211	24	.200	200	.200
80	180	85	.178	23	.160	160	.160
100	150	100	.152				
120	125	120	.124	22	.125	125	.125
140	106	150	.104	21	.100	100	.100
170	90	170	.089	20	.080	90	.090
200	75	200	.076			80	.080
						71	.071
230	63	240	.066	19	.063	63	.063
						56	.056
270	53	300	.053	18	.050	50	.050
325	45					45	.045
400	38			17	.040	40	.040

^a ASTM E-11-70 (Parte 41).

^b Institución de Normas Británicas, Londres BS-410.

^c Especificaciones de Normas Francesas, AFNOR X-11-501.

^d Especificación de Normas Alemanas, DIN 4188.

^e Para ensayo de compactación patrón.

^f Para límites de Atterberg.

agua a través del suelo, aún cuando los ensayos de permeabilidad (Experimentos Nos. 11 y 12) se utilizan más comúnmente. La susceptibilidad de sufrir la acción de las heladas en suelo, una consideración de gran importancia en climas muy fríos, puede predecirse a partir del análisis granulométrico del suelo.

Los suelos muy finos son fácilmente arrastrados en suspensión por el agua que circula a través del suelo y los sistemas de subdrenaje usualmente se colman con sedimentos rápidamente a menos que sean protegidos adecuadamente por filtros de material granular debidamente gradado. La gradación adecuada de estos materiales, denominados *filtros*, puede ser establecida a partir de su análisis granulométrico.

El análisis granulométrico es un intento de determinar las proporciones relativas de los diferentes tamaños de grano presentes en una masa de suelos 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 retenido en un siguiente tamiz cuya malla tiene diámetros ligeramente menores a la anterior y se relaciona esta cantidad retenida con el total de la muestra pasada a través de los tamices. Es evidente que el material retenido de esta forma en cualquier tamiz consiste de partículas de muchos tamaños todos los cuales son menores al tamaño de la malla a través de la cual todo el material pasó pero mayores que el tamaño de la malla del tamiz en el cual el suelo fue retenido.

Los tamices son hechos de malla de alambre forjado con aberturas rectangulares que varían en tamaño desde 101.6 mm (4") en la serie más gruesa hasta el número 400 (0.038 mm) en la serie correspondiente a suelo fino. La Tabla 5-1 presenta una lista conjunta de los tamices disponibles comúnmente, con la correspondiente abertura de malla. El tamiz No. 200 (0.075 mm) es el tamiz más pequeño en la práctica. Para mallas de tamaño inferior al de este tamiz es difícil permitir el paso libre del agua. El suelo, por supuesto, provee generalmente más resistencia que el agua al tamizado; por consiguiente, los tamices de malla más

Antes de 1970	Actual
4" (101.6 mm)	100 mm
1½" (38.1 mm)	37.5
1" (25.4 mm)	0.3
No. 20 (0.841 mm)	0.850
No. 100 (0.149 mm)	0.150
No. 200 (0.074 mm)	0.075

pequeña que el número 200 son más interesantes desde el punto de vista académico que desde el práctico (Ver Fig. 5-2).

La Tabla 5-1 muestra las últimas designaciones oficiales de la ASTM y de la Oficina Nacional de Normas de los Estados Unidos. Estos tamaños son ligeramente diferentes de aquellos establecidos por las designaciones anteriores (antes de 1970) y/o de aquellos que puedan encontrarse en series antiguas todavía en uso, es decir, típicamente.

El lector puede utilizar las designaciones actuales sobre tamaños (como se presenta en la Tabla 5-1) para registrar y dibujar los datos de laboratorio teniendo en cuenta que:

1. La mejora en precisión es casi inexistente, y
2. Los tamices antiguos desaparecerán rápidamente a medida que se desgasten y sean reemplazados.

Todos los sistemas de clasificación utilizan el tamiz No. 200 como un punto divisorio; i. e., las clasificaciones se basan generalmente en términos de la cantidad retenida o la cantidad que pasa a través del tamiz No. 200. Ocasionalmente es deseable conocer la escala *aproximada* de partículas de suelo menores que el tamiz 200. Cuando se presenta esta necesidad (como en el caso de los laboratorios universitarios para lograr la familiarización del estudiante con el procedimiento), el método del siguiente proyecto "análisis granulométrico —método del hidrómetro", es comúnmente utilizado.

El proceso de tamizado no provee información sobre la forma de los granos de suelo i. e., si ellos son angulares o redondeados. Solamente da información sobre los granos que pueden pasar, o qué orientación adecuada pasa, a través de una malla de abertura rectangular de un cierto tamaño. Obviamente, en muestras de un cierto tamaño no siempre es posible que todas las partículas pasen a través del tamiz respectivo, ya que es posible que no se puedan orientar adecuadamente para pasar a través de su tamiz correspondiente. Las partículas más pequeñas podrían no haber sido totalmente separadas en el proceso de pulverización, e incluso las partículas más finas —especialmente la fracción menor que el tamiz 200 en tamaño (i. e., el material que pasaría a través del tamiz No. 200)— pueden adherirse a las partículas mayores y no pasar a través del tamiz adecuado.

La información obtenida del análisis granulométrico se presenta en forma de curva. Para poder comparar suelos y visualizar más fácilmente la distribución de los tamaños de granos presentes, y como una masa de suelos típica puede tener partículas que varíen entre tamaños de 2.00 mm y 0.075 mm las más pequeñas (tamiz No. 200), por lo cual sería necesario recurrir a una escala muy grande para poder dar el mismo peso y precisión de lectura a todas las medidas, es necesario recurrir a una representación logarítmica para los tamaños de partículas. Los procedimientos patrones utilizan el *porcentaje que pasa* (también llamado *porcentaje más fino*) como la ordenada en la escala natural de la curva de distribución granulométrica. Algunos ejemplos utilizados en el tema presentan la curva granulométrica dibujada con el eje de tamaños de partículas de izquierda hacia derecha. Esta práctica produce una curva igual a la del autor mirada a contraluz.

En la Fig. 5-4 se muestran curvas típicas de distribución granulométrica para *suelos de grano fino*¹. Una de las curvas de dicha figura se obtiene a partir de los datos mostrados en la Fig. 5-3. Una distribución granulométrica para un suelo de granos más gruesos debería estar desplazada a la izquierda.

¹ El término suelo de grano fino es utilizado aquí en el contexto de que del 90 al 95% del material pasa a través del tamiz No. 4 (algunas veces a través del tamiz No. 10).

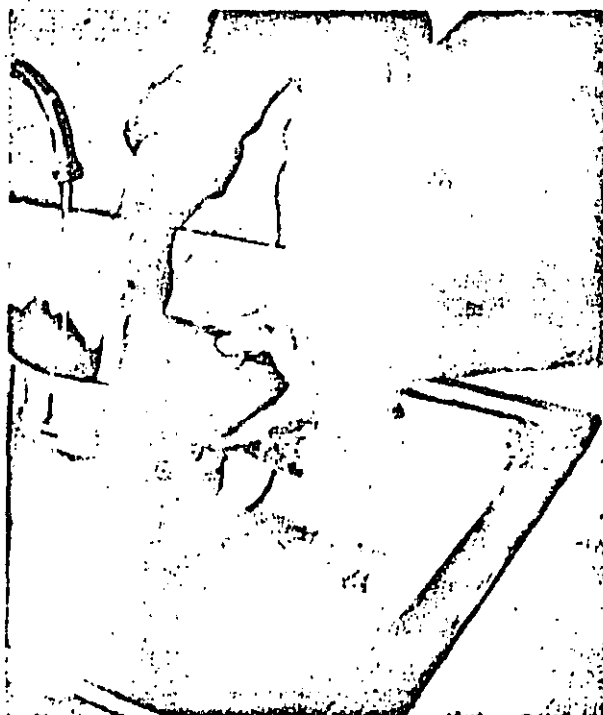


Figura 5.2

Lavado del suelo a través del tamiz No. 200. Se pueden conseguir tamices más profundos para este propósito; sin embargo, si se trabaja con cuidado es posible utilizar el tamiz No. 200 normal, como se muestra en esta figura.

Es evidente que una curva de distribución granulométrica solo puede aproximar la situación real. Esto se debe a las varias razones consideradas hasta aquí, incluyendo las limitaciones físicas para obtener muestras estadísticamente representativas, la presencia de grumos en el suelo, la limitación práctica impuesta por la utilización de mallas de forma regular para medir partículas de suelo de forma irregular y el número limitado de tamices utilizables en el análisis. La exactitud del análisis es más cuestionable aún para suelos de grano fino (más fino que el tamiz No. 4) que para suelos gruesos, y la práctica común y ampliamente seguida de utilizar suelos secados al horno puede influir en otro tanto. El autor es de la opinión de que el secado al horno es uno de los factores menos significativos del ensayo; el tener una muestra representativa y el lograr la reducción de todos los grumos a partículas elementales mediante el lavado son factores mucho más importantes. La curva de distribución granulométrica que se obtiene siguiendo el "procedimiento" que se presenta a continuación es satisfactoria para predecir el comportamiento de suelos no cohesivos y obtener las cantidades relativas mayores y menores al tamiz No. 200, para clasificación de suelos.

El autor ha encontrado que un método más confiable y del cual se puede realizar más fácilmente una reproducción que el análisis por tamizado de un suelo de grano fino con más de 4 ó 5% de material más fino que el tamiz No. 200, es el de tomar una cantidad seca al horno de ese material, molerla tan fino como sea posible, luego lavarla a través del tamiz No. 200 (como se ilustra en la Figura 5-2), secar al horno el residuo y tamizar a través de una serie constituida por 5 ó 6 tamices dentro de un rango de tamaños que garanticen suficientes puntos para la gráfica. Este método asegurará que muy poco polvo se adhiera a las partículas mayores y que los grumos de material fino ablandados por el agua, se desbaraten y permitan que las partículas de arcilla pasen a través del tamiz y luego del secado las partículas aisladas permanezcan separadas. Este método se utiliza para dibujar la curva A (información no mostrada) de la Fig. 5-4. El anterior es un método particularmente deseable cuando se utiliza un microscopio para determinar la forma de los granos como una información suplementaria a la curva de distribución granulométrica.

Cuando menos del 10 al 15% del material pasa a través del tamiz No. 10 (2.00 mm) no es deseable o práctico para estos suelos (gravas o arenas gravosas) el procedimiento de lavado a través del tamiz. El lavado es usualmente innecesario cuando solo 5 ó 10% pasa a través del tamiz No. 100 (0.150 mm).

tamaño de muestra (100 a 5000 g) necesaria en suelos de grano grueso hace el lavado bastante impráctico.

La naturaleza estadística de la distribución de tamaños de partículas en un suelo hace que aun las muestras representativas más cuidadosas produzcan curvas de granulometría no muy reproducibles. Se puede decir que se ha obtenido un análisis "reproducible" si el porcentaje de finos se encuentra en el orden de más o menos 1.5% del material más fino que el tamiz No. 4 y aproximadamente más o menos 2.5% para los suelos granulares. Por esta razón la escala utilizada en los gráficos mostrados es satisfactoria para uso general.

La serie de tamices (comúnmente 6 ó 7) consiste generalmente en un grupo de tamices seleccionados de forma que la abertura de la malla de cada tamiz sea el doble de la abertura de la malla anterior de abajo hacia arriba como 6, 12, 24 mm ó 0.075, 0.150, 0.300 mm, etc. Por conveniencia y debido a razones prácticas tales como la disponibilidad de tamices, y al tamaño de la serie misma, o la necesidad de introducir tamices de control como los números 4, 100, 200 u otros tamaños, es necesario algunas veces omitir algunos tamaños de tamiz i. e., usar la serie No. 10, 30, 50, 100, 200, en lugar de la serie de número 10, 20, 40, 80, 160, etc. Una sujeción estricta a la norma de doblar siempre el tamaño del tamiz no mejora del todo la distribución granulométrica y lo que realmente se necesita es la utilización para producir la curva, de un número razonable de puntos que permitan una confiabilidad estadística. La norma de doblar el diámetro debe ser recordada y utilizada como guía para desarrollar la serie de tamices. Para analizar suelos finos, debe ponerse siempre un tamiz número 200 al final de la serie; una serie para analizar arena que debe utilizarse como agregado para hormigones, debe siempre terminar en el tamiz número 100.

A partir de la curva de distribución granulométrica, se pueden obtener diámetros característicos tales como el D_{10} , D_{85} , D_{60} , etc. El D se refiere al tamaño del grano, o diámetro aparente, de la partícula de suelo y el subíndice (10, 85, 60) denota el porcentaje de material más fino. Por ejemplo, $D_{10} = 0.15$ mm para la curva B de la Fig. 5-4 significa que el 10% de los granos de la muestra son menores en diámetro que 0.15 mm. El diámetro D_{10} es también llamado *el tamaño efectivo* de un suelo.

Una indicación de la variación (o rango) del tamaño de los granos presentes en la muestra se obtienen mediante el *coeficiente de uniformidad* C_U , definido como:

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (5-1)$$

Un valor grande en este parámetro C_U indica que los diámetros D_{60} y D_{10} difieren en tamaño apreciablemente. No asegura sin embargo, que no exista un vacío de gradación, como el que se presenta cuando faltan por completo o solamente existe una muy pequeña cantidad de diámetros de un determinado tamaño. El *coeficiente de concavidad* C_c es una medida de la forma de la curva entre el D_{60} y el D_{10} , y se define de la siguiente forma

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{(D_{10}D_{60})} \quad (5-2)$$

Valores de C_c muy diferentes de 1.0 indican que falta una serie de diámetros entre los tamaños correspondientes al D_{10} y el D_{60} . Cálculos típicos para el C_U y el C_c se muestran en la Fig. 5-4 para el suelo B ; nótese que los valores calculados a la 0.1 son suficientemente precisos. Estos valores se utilizan en la clasificación del suelo en el Experimento No. 8. Los diámetros correspondientes al D_{15} y al D_{85} pueden utilizarse para determinar la capacidad del suelo para ser utilizado en diseños de filtros para una presa o para recubrir los agujeros de tubería perforada utilizada como sistema de sub-drenaje dentro de un suelo.

El método para hacer el análisis de distribución granulométrica presentado en esta práctica es esencialmente el mismo utilizado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos y la mayoría de las firmas consultoras pero difiere del sugerido por la norma ASTM en el cual se divide el suelo *secado al aire* en fracción superior e inferior al tamiz No. 10 (2.00 mm). La cantidad de material superior en tamaño al tamiz No. 10 depende del tamaño de la máxima partícula presente en la muestra y varía entre 500 y 5000 gm como se

muestra en la Figura 5-3. A continuación el material superior al tamiz No. 10 se hace pasar a través de una serie de tamices como se ha descrito hasta aquí (sin hacer lavado de las partículas) seleccionado con base en inspección visual del rango de partículas y el uso de la sugerencia previamente descrita de doblar siempre el tamaño de la malla. El material inferior al tamiz No. 10 se analiza como se sugiere en el Experimento No. 6 y al final de dicho ensayo, se hace un lavado del material a través del tamiz 200, y dicho residuo secado al horno, se utiliza para hacer un nuevo análisis de tamizado. La curva de distribución granulométrica obtenida de esta forma está compuesta de la fracción superior del tamiz No. 10 del hidrómetro y del análisis de tamizado hecho sobre el residuo secado al horno. El autor no recomienda este procedimiento (primordialmente para evitar el secado al horno) debido a que es necesario utilizar un mínimo de 115 g de material menor que el tamiz No. 10, lo cual supera la capacidad de hidrómetro tipo 152 H. Adicionalmente, muchos de los diámetros de partícula presentes (2.00 a cualquiera, en mm) son demasiado grandes para la teoría del hidrómetro; el método es menos directo y por último, el secado al horno no es un factor significativo para el uso común en la determinación de la curva granulométrica. Por supuesto, el factor particular del secado al horno, podría ser adecuadamente modificado para trabajo en laboratorio.

Para suelos en los cuales más del 10 al 12% del material pase a través del tamiz No. 200, para los cuales es necesario también hacer un análisis de hidrómetro, el lector debe estudiar tanto el "procedimiento" que se presenta a continuación, como el Experimento No. 6 en especial el método B.

Procedimiento *Esta es una práctica de grupo*

1. Cada grupo debe obtener exactamente 500 g (200 g a discreción del instructor, pero las muestras mayores son estadísticamente más representativas) de suelo secado al horno tomado de una bolsa de muestra obtenida en el terreno en desarrollo del Experimento No. 2 o de algún recipiente de suelo suministrado por el instructor para este experimento en particular. Es necesario asegurarse de que la muestra sea *representativa* para lo cual es posible utilizar un cuarteador mecánico (si hay uno disponible), teniendo simplemente el cuidado de tomar la muestra de diferentes sitios dentro del recipiente mientras se remueve continuamente su contenido hasta lograr la cantidad necesaria.

Si la muestra debe lavarse no es necesario pulverizar el suelo; sin embargo, el proceso se agiliza considerablemente si con anterioridad se pulveriza el suelo seco y se hace pasar a través de un tamiz No. 200, descartando la fracción menor.

2. Si la muestra contiene apreciable cantidad de gravas, y muy pocos finos, o a discreción del instructor, el lavado se puede omitir y en ese caso seguir al paso 4.

Colocar la muestra sobre el tamiz No. 200 y lavar cuidadosamente el material a través del tamiz utilizando agua común (ver Fig. 5-2) hasta cuando el agua que pasa a través del tamiz mantenga su transparencia. Es necesario ser muy cuidadoso en este proceso para evitar daños en el tamiz y la pérdida de suelo que eventualmente pueda salpicar fuera del tamiz.

3. Verter cuidadosamente el residuo, con ayuda de agua, en un gran recipiente desecador, y permitirle sedimentar por un período de tiempo suficiente hasta lograr que el agua en la parte superficial de la suspensión se vuelva transparente. Botar tanto como se pueda de esta agua transparente, y colocar el recipiente con la suspensión suelo y agua en el horno para secado.

4. Al día siguiente, regresar al laboratorio y pesar el residuo secado al horno (si no se ha hecho el lavado omitir esto, por supuesto).

A continuación, bien inmediatamente (si no se ha hecho lavado) o al día siguiente (si se ha hecho lavado) hacer pasar la muestra a través de una serie de tamices que varíen desde los diámetros mayores arriba hasta los diámetros inferiores abajo. Como el objetivo de la práctica es lograr una curva semilogarítmica del porcentaje de material más fino contra el tamaño de las partículas, será necesario obtener una distribución razonable de puntos a lo largo del rango potencial de diámetros presentes en la muestra.

Para suelos arenosos con granos finos, se recomiendan dos series de tamices (en orden de arriba hacia abajo) como siguen:

SERIE TÍPICA DE TAMICES		SERIE ALTERNATIVA DE TAMICES	
Tamiz No.	Abertura (mm)	Tamiz No.	Abertura (mm)
Tapa		Tapa	
4	4.75	4	
10	2.00	10	
20	0.850	30	0.600
40	0.425	50	0.300
60	0.250	100	0.150
140	0.106	200	0.075
200	0.075		
Bandeja		Bandeja	

Si hay gravas pequeñas en la muestra podría utilizarse un tamiz 12.5 y/o 6.30 mm antes del tamiz No. 4 en la serie. Para muestras con gravas de gran tamaño, debería utilizarse una muestra mayor en conjunción con una adecuada serie de tamices. Una serie típica recomendable sería la siguiente (dependiendo del máximo tamaño de partículas presente en la muestra):

- 50 mm (dependiendo del máximo tamaño de agregado utilizando inspección
- 25 mm visual)
- 12.5 mm
- 6.3 mm
- 2.00 (No. 10)
- 0.85 (No. 20)
- 0.150 (No. 100)

El tamaño de la muestra varía entre 1500 g, para gravas con partículas máximas de 19 mm hasta 5000 g para materiales cuya partícula máxima tenga 75 mm.

5. Colocar la serie de tamices en un agitador eléctrico automático (si existe uno disponible) y tamizar aproximadamente 5 a 10 minutos, dependiendo de una inspección visual sobre la dificultad probable dada la cantidad de material. En caso de que la serie de tamices no quepa físicamente dentro del agitador automático, es posible hacer el tamizado manual a través de los tamices superiores de diámetro más grueso y removerlos de la serie; colocar los tamices restantes en el agitador mecánico. Si no se dispone de agitador mecánico puede hacerse el tamizado manual por cerca de 10 minutos. Alternar el modo de agitación de forma que los granos sean impulsados continuamente a pasar a través de las mallas; no es aconsejable mantener un ritmo fijo durante la agitación.
6. Quitar la serie de tamices del agitador mecánico y obtener el peso del material que quedó retenido en cada tamiz. Sumar estos pesos y comparar el total con el peso total obtenido en el paso 4 (el residuo de material procedente del secado al horno con el cual se comenzó). Esta operación permite detectar cualquier pérdida de suelo durante el proceso de tamizado mecánico. Si se tiene una pérdida de más del 2% con respecto al peso original del residuo (paso 4) se considera que el experimento no es satisfactorio y por consiguiente debe repetirse. *Pregunta:* ¿A qué podría atribuirse la discrepancia, en el caso de que el peso registrado sea mayor que el peso inicial?
7. Calcular el porcentaje en cada tamiz dividiendo el peso retenido en cada uno de ellos por el peso de la muestra original utilizado en el paso 2. Esto es válido ya que el material que haya pasado a través del tamiz 200 pasaría cualquier otro tamiz por encima del tamiz 200 en la serie.
8. Calcular el porcentaje que pasa (o el porcentaje más fino que) comenzando por 100% y sustraer el porcentaje retenido en cada tamiz como un proceso acumulativo. Por ejemplo, de los datos obtenidos en el análisis de tamizado mostrado en la Fig. 5-3, la cantidad de 490.3 g (500 - 9.7 g) pasó el tamiz No. 4; el porcentaje retenido es de $(9.7/500 \times 100 = 1.9$ por ciento y el porcentaje que pasa debe ser aquél que no es retenido, o sea

ANALISIS GRANULOMETRICO-MECANICO

Formato 5

Proyecto ANALISIS POR TAMIZADO Trabajo No.

Localización del Proyecto UNIV. DE BRADLEY Perforación No. Muestra No.

Descripción del Suelo ARENA MEDIA A GRUESA, PARDA Profundidad de la Muestra

Realizado por J.E.B Fecha de la práctica 7-12-76

Tamaño de la Muestra de Suelo (ASTM D1140-54)

Diámetro nominal de la partícula mayor	Peso mínimo aproximado de muestra, g
Tamiz No. 10	200
tamiz No. 4	500
3/4 pulg.	1500

Peso de la muestra seca + recipiente	893.7
Peso del recipiente	421.2
Peso de la muestra seca, W _s	472.5 g

LAVADO: 500 g.
500 - 472.5 = 27.5 g LAVADO

Análisis por tamizado y forma de gramos

Tamiz No.	Diam. (mm)	Peso retenido	% retenido	% que pasa
4	4.75	9.7 g	1.9 %	98.1 %
10	2.00	39.5	7.9	90.2
20	0.840	71.6	14.3	75.9
40	0.425	129.1	25.8	50.1
60	0.250	107.4	21.5	28.6
100	0.150	105.0	21.0	7.6
200	0.075	8.5	1.7	5.9
BANDEJA	—	1.3		
		$\Sigma = 472.1$ (472.5 o.k.)		
			$\% \text{ RET}_{(4)} = \frac{9.7(100)}{500} = 1.9 \%$	
			$\% \text{ QUE PASA} = 100 - 1.9 = 98.1 \%$	

% que pasa = 100 - Σ % retenido.

Figura 5-3.

Datos típicos de análisis granulométrico mecánico (usados para construir la curva B de la Fig. 5-4).

DISTRIBUCION GRANULOMETRICA

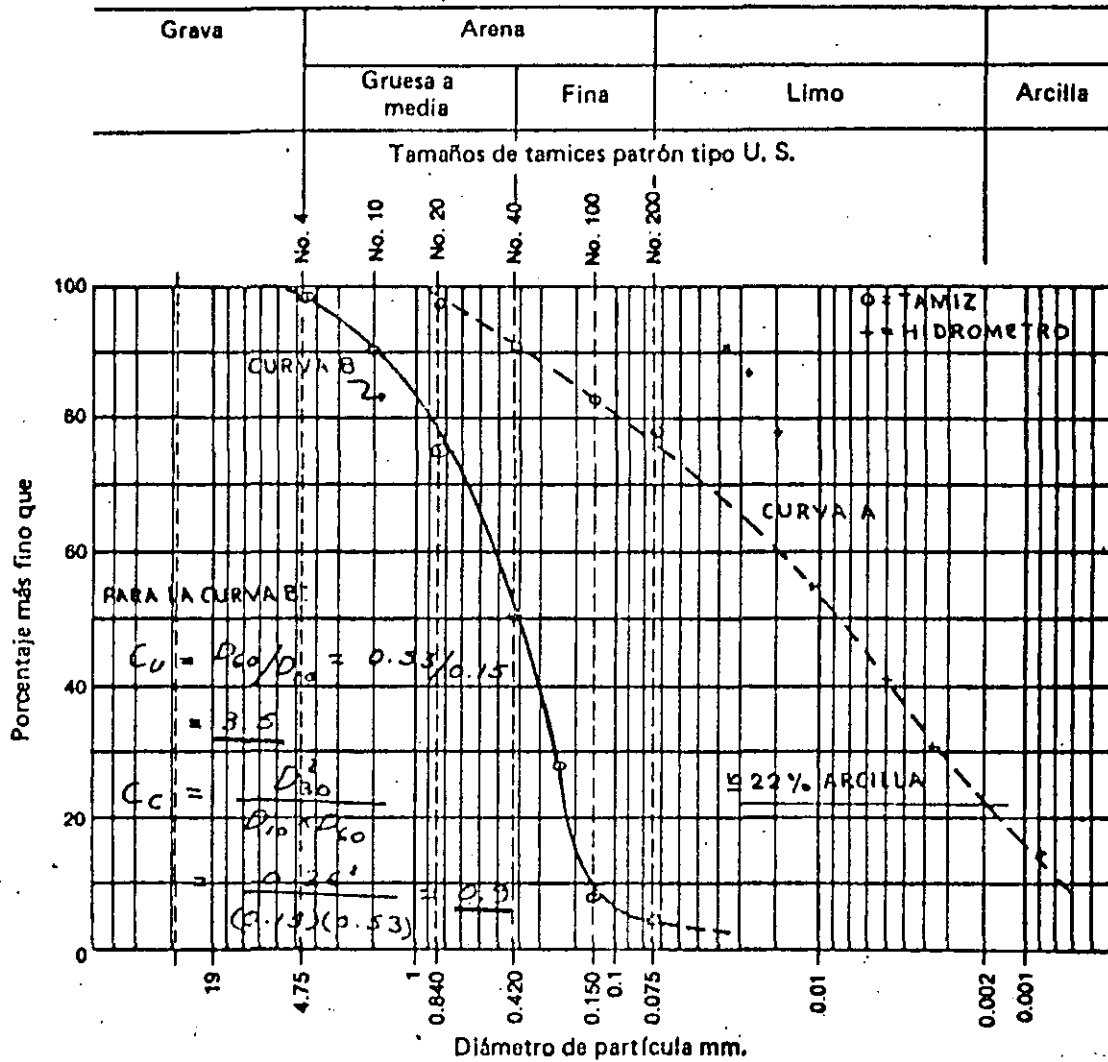
Formato 6

Proyecto ANÁLISIS POR TAMIZADO ILUSTRATIVO Trabajo No.

Localización del Proyecto UNIV. DE BRADLEY Perforación No. Muestra No.

Descripción del Suelo ARENA Y ARCILLA Profundidad de la Muestra

Realizado por J.E.B Fecha de la práctica ARENA: 7-12-76



Descripción Visual SUELO B: ARENA LIMPIA, MEDIO GRUESA, PARDA

Clasificación del Suelo NOTA: EL SUELO A PROVIENE DEL EXP. 6, SIN EMBARGO NO TODOS LOS

PUNTOS SE INCLUYERON EN LA GRAFICA Sistema

Figura 5-4
Curvas granulométricas típicas. La curva B es construída con los datos de la Fig. 5-3. La parte de análisis hidrométrico de la curva A corresponde a los datos de la Fig. 6-4. Nótese la discontinuidad entre los datos mecánicos e hidrométricos en la curva A; se le da más peso a los datos del análisis mecánico.

$100 - 1.9 = 98.1$ por ciento del material. Como todo lo que no fue retenido pasó el porcentaje que pasa es

$$98.1 - 7.9 = 90.2 \text{ por ciento}$$

Nótese que se utiliza 98.1 aquí ya que éste fue el porcentaje que llegó al tamiz No. 10. En general el porcentaje que pasa se calcula como:

$$\text{porcentaje que pasa} = \text{porcentaje que llega} - \text{porcentaje retenido} \quad (5-3)$$

9. Cada miembro del grupo debe hacer una gráfica semilogarítmica del tamaño de la partícula contra el porcentaje más fino utilizando la gráfica que se presenta como formato para este experimento (ver Fig. 5-4 y obtener la hoja de datos de la correspondiente hoja de datos del manual).
- Si menos de 12% del material pasa a través del tamiz No. 200, es necesario calcular el C_U y el C_C y mostrarlos en la gráfica tal como se ininúa en la Fig. 5-4 (también en la "discusión"). Contéstare la siguiente pregunta: ¿Por qué el C_U y el C_C se calcularán solamente cuando menos del 12% del material pasa a través del tamiz No. 200?
 - Si más del 12% de la muestra pasa a través del tamiz No. 200 es necesario hacer un análisis de hidrómetro (Exp. No. 6) sobre el suelo y en este caso es necesario guardar los datos hasta que el Exp. No. 6 esté completo de forma que la curva granulométrica pueda terminarse antes de entregar el informe.
10. En la "discusión" del informe debe darse por lo menos cinco usos para la curva de granulometría del suelo que se acaba de hacer.

Nota al Instructor

Si se usa suelo granular de grano grueso, con menos del 10% del material más fino que el tamiz No. 200 de forma que los estudiantes puedan calcular C_U y C_C , y omitir la secuencia de lavado, se sugiere que los estudiantes también hagan el lavado de una muestra de 200 g de suelo para ser utilizado posteriormente en el Exp. No. 6, a través del tamiz No. 200 durante esta sesión de laboratorio y determinar el porcentaje que pasa a través de varios tamices. Posteriormente estos datos pueden ser combinados con el análisis de hidrómetro del siguiente período de laboratorio.

Experimento N° 7

GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SOLIDOS DEL SUELO

Referencias

AASHTO T100-70

ASTM D854-58

Objetivo

Familiarizar al estudiante con el método general de obtención de la gravedad específica de la masa de cualquier material compuesto por partículas pequeñas cuya gravedad específica sea mayor que 1.00. Esta práctica es aplicable específicamente a suelos y agregados finos (o arenas) como los utilizados en mezclas de concreto y asfalto).

Equipo

Frasco volumétrico, preferiblemente de 250 ó 500 ml (ver Fig. 7-1).

Bomba de vacío o aspirador para producir vacío.

Mortero y mango para morterear

Balanza de precisión 0.1 g

Suministro de agua desaireada con temperatura estabilizada¹

Opcional: recipinete de agua helada y mezclador mecánico (de refrescos).

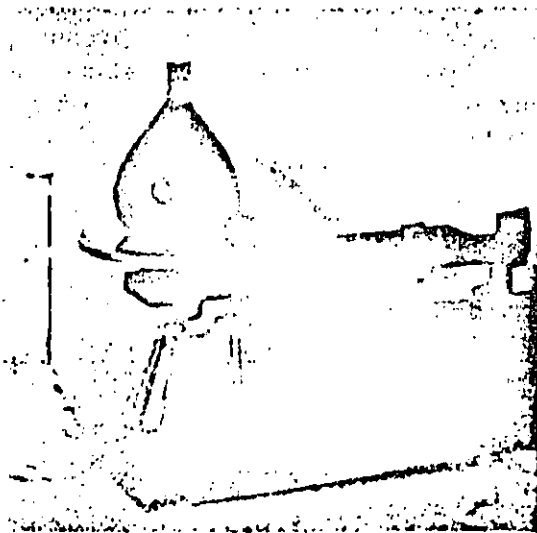


Figura 7-1

Balanzas y frasco volumétrico (se muestra el de 500 ml) para el ensayo de gravedad específica. Se muestra la determinación del peso W_{hu} después de desalrear cuidadosamente la suspensión de suelo-agua.

¹ Con anterioridad a la clase, se debe recolectar y desairar una cantidad suficiente de agua común (o destilada), cerca de 1000 ml por grupo; utilizar agua común, agua caliente, y/o agua helada para efectuar una estabilización en la temperatura del agua. Verificar además y secar al horno los frascos volumétricos si se considera necesario.

Discusión Exposición General

La gravedad específica G_s de un suelo sin ninguna calificación¹ se toma como el valor promedio para los *granos del suelo*. Si en desarrollo de una discusión no se aclara adecuadamente a qué gravedad específica se refieren algunos valores numéricos dados, la magnitud de dichos valores puede indicar el uso correcto, pues la gravedad específica de los granos del suelo es siempre bastante mayor que la gravedad específica volumétrica determinada incluyendo los vacíos de los suelos en el cálculo [bien llenos de aire (secos) o llenos de agua parcial o totalmente].

El valor de la gravedad específica es necesario para calcular la relación de vacíos de un suelo, se utiliza también en el análisis de hidrómetro y es útil para predecir el peso unitario del suelo. Ocasionalmente el valor de la gravedad específica puede utilizarse en la clasificación de los minerales del suelo; i. e., algunos minerales de hierro tienen un valor de gravedad específica mayor que los provenientes de sílica.

La gravedad específica de cualquier sustancia se define como el peso unitario del material en cuestión dividido por el peso unitario del agua destilada a 4°C. Así, si se consideran solamente los granos del suelo se obtiene G_s como:

$$G_s = \frac{\gamma_{\text{material}}}{\gamma_{\text{agua a 4°C}}} \quad (7-1)$$

La misma forma de ecuación se utiliza para definir la gravedad específica del conjunto, la única diferencia en esa definición es el $\gamma_{\text{del material}}$. La gravedad específica del material puede también calcularse utilizando cualquier relación de peso de la sustancia al peso del agua siempre y cuando se consideren volúmenes iguales de material y sustancia:

$$G_s = \frac{W_s/V}{W_w/V} \quad (7-2)$$

Es evidente en la ec. (7-2), que esto es cierto ya que los términos de volúmenes se cancelan. Nótese, sin embargo, que si no se cancela V en la ec. (7-2), se obtiene la ec. (7-1).

El problema consiste en obtener el volumen de un peso conocido de granos de suelo y dividirlo por el peso del mismo volumen de agua, es decir, aplicar la ec. (7-2), pues esta forma es más difícil de captar como también de evaluar en el laboratorio. El volumen de un peso conocido de partículas de suelo puede obtenerse utilizando un recipiente de volumen conocido y el principio de Arquímedes, según el cual un cuerpo sumergido dentro de una masa de agua desplaza un volumen de agua igual al del cuerpo sumergido.

El recipiente de volumen conocido es el frasco volumétrico el cual mide un volumen patrón de agua destilada a 20°C. A temperaturas mayores, el volumen será ligeramente mayor; a temperaturas menores de 20°C el volumen será ligeramente menor. Como el cambio sufrido en el volumen es pequeño para desviaciones de temperaturas pequeñas en el fluido, y además es relativamente fácil mantener la temperatura de ensayo cercana a los 20°C, es posible aplicar una corrección aproximada de temperatura para desviaciones pequeñas de temperatura en los cálculos del ensayo, que permita una aproximación satisfactoria sin necesidad de recurrir a determinar experimentalmente el cambio en el contenido volumétrico del frasco con la temperatura. Alternativamente, se puede desarrollar una curva de calibración para cualquier frasco volumétrico dado de la siguiente forma:

1. Limpiar cuidadosamente el frasco
2. Llenar con agua destilada demineralizada o común el frasco a temperaturas conocidas.
3. Hacer una gráfica del peso (W_{bw}) contra $T^\circ\text{C}$ (usar mínimo 4 puntos a, por ejemplo, 16, 20, 24 y 28°C).

¹Algunos textos utilizan el símbolo G_s para indicar la gravedad específica de los granos del suelo; otros utilizan el símbolo G . El autor prefiere el símbolo G_s .

A menudo para este experimento se utiliza agua común en lugar de agua destilada (por lo menos en el trabajo de rutina): el error, también en este caso, es bastante pequeño. Es posible determinar el error introducido al usar agua común, de la siguiente forma: se llena el frasco volumétrico hasta la marca, y se obtiene la temperatura y el peso; si se resta de este dato el peso del frasco volumétrico vacío, es posible determinar la densidad del agua común y compararla con la densidad del agua destilada a la temperatura adecuada en Tablas como la Tabla 6-1. Nótese que si la temperatura no es exactamente 20°C es necesario para determinar el volumen del frasco recurrir a una calibración como la que se ha sugerido. Generalmente, si el error de densidad es menor que 0.001, puede ser despreciado.

Como el método de trabajo del laboratorio para determinar la gravedad específica del suelo utilizando un frasco volumétrico es en realidad un método indirecto (se desplaza indirectamente el volumen del material), se derivará a continuación una expresión para calcular la gravedad específica:

1. Sea W_b = peso del frasco volumétrico vacío (y seco).
2. Sea W_{bw} = peso de la botella más agua destilada o agua común hasta la marca del frasco volumétrico.
3. Colocar el peso de sólidos seco W_s en el frasco y nuevamente llenar el frasco hasta la marca de volumen y pesarlo. Sea este valor W_{bws} .
4. Si el agua no fuera desplazada dentro de la botella por los sólidos de suelo, cuando se le añade W_s , el peso total debería ser:

$$W_T = W_{bw} + W_s$$

como el agua es reemplazada (es decir, una cantidad igual a W_{bw} no puede añadirse a la botella debido a que W_s ocupa parte de su volumen), al completar el volumen del frasco, el peso del agua que ha sido desplazada por las partículas de suelo y no cabe ahora en la botella será:

$$W_w = W_T - W_{bws} = W_{bw} + W_s - W_{bws}$$

5. De la definición de G_s en la ec. (7-2), y si no se considera un cambio en la densidad (ni en volumen) con la temperatura, la gravedad específica es:

$$G_s = \frac{W_s}{W_w}$$

pues se involucran volúmenes iguales.

Es posible escribir lo anterior de la siguiente forma:

$$G_s = \frac{W_s}{W_{bw} + W_s - W_{bws}}$$

Puede obtenerse un incremento pequeño en precisión si se tiene en cuenta el efecto de la temperatura sobre la densidad del agua expresando la ec. (7-3) de la siguiente forma:

$$G_s = \frac{\alpha W_s}{W_{bw} + W_s - W_{bws}} \quad (7-3)$$

donde α , la corrección de temperatura, se calcula como:

$$\alpha = \frac{\gamma_T}{\gamma_{20C}} \quad (7-4)$$

y es la relación entre los pesos unitarios del agua a la temperatura T del ensayo y a 20°C de tal forma que el valor de G_s obtenido a la temperatura T (que será muy grande si T es

mayor que 20°C) se reduce adecuadamente. Nótese que α es también G_w del agua a la temperatura del ensayo T .

Los siguientes son valores típicos para el factor de corrección α :

$T, ^\circ\text{C}$	α	$\gamma_w, \text{g/cm}^3$
16	1.0007	0.99897
18	1.0004	0.99862
20	1.0000	0.99823
22	0.9996	0.99780
24	0.9991	0.99732
26	0.9986	0.99681

La fuente más seria de error en la determinación experimental de la gravedad específica no es ni la temperatura (especialmente si la temperatura del ensayo se mantiene entre 18°C y 22°C) ni la utilización de agua común. La mayor fuente de error proviene de la inadecuada deaireación de la mezcla suelo-agua. El agua contiene, en condiciones normales, aire disuelto. Las partículas de suelo también contienen aire, y si este aire no se remueve de ambos materiales, el volumen de aire produce una disminución en el peso W_{bu} , bastante grande. Lo cual da un menor valor de G_s , ya que $W_{bu} + W_s - W_{bu}$ resulta mayor otra fuente de error, que puede ser importante, es la utilización de balanzas desajustadas o la práctica de pesar en diferentes balanzas durante el ensayo.

Se puede lograr la deaireación adecuada de la mezcla suelo-agua aplicando vacío y/o calentamiento. El vacío sólo es normalmente suficiente para arenas, limos y arcillas. En suelos orgánicos, es aconsejable dejar hervir cerca de 30 minutos la mezcla suelo-agua, añadiendo agua a medida que se necesite para mantener el frasco volumétrico medio lleno.

El intervalo de tiempo de aplicación del vacío puede variar entre unos pocos minutos y

- 6 a 8 hrs. para suelos plásticos
- 4 a 6 hrs. para suelos de baja plasticidad

La eficiencia de la remoción de aire puede mejorarse para cualquier suelo haciéndolo hervir durante 10 minutos y teniendo suficiente cuidado de que la muestra no se seque completamente o que el material salpique fuera del frasco. El desaireamiento puede verificarse de la siguiente forma:

- (1) Aplicando vacío al frasco lleno entre la mitad y los $\frac{3}{4}$ con la mezcla suelo agua, por un tiempo; a continuación
- (2) Llenando el frasco hasta unos 20 mm por debajo de la marca del frasco con agua *deaireada* y con temperatura estabilizada.
- (3) Volviendo a aplicar el vacío por varios minutos y marcando con un lápiz de color adecuado el nivel del agua en el cuello del frasco.
- (4) Retirando cuidadosamente la tapa para romper el vacío y, si el nivel de agua sube más de 3 mm, el desaireamiento será suficiente.

A continuación se presentan valores típicos de G_s que pueden ser utilizados como guía para calibrar los resultados de ensayos de laboratorio:

Tipo de Suelo	G_s
Arena	2.65-2.67
Arena limosa	2.67-2.70
Arcilla inorgánica	2.70-2.80
Suelos con micas o hierro	2.75-3.00
Suelos orgánicos	Variable, puede ser inferior a 2.00

Procedimiento

1. Mezclar entre 100 y 120 g (el peso exacto no es importante en este punto) de suelo seco al aire con agua en un recipiente evaporador hasta formar una pasta cremosa. Si no se utiliza un mezclador eléctrico, remojar el suelo entre 20 y 30 minutos (la ASTM sugiere 12 hrs. para muestras secadas al horno).
2. Opcional: transferir la pasta al vaso del mezclador eléctrico de refrescos y añadir agua hasta formar una mezcla de cerca de 200 ml de suelo-agua. Batir estas mezclas durante 5 a 10 minutos. Si se hace este paso, es necesario utilizar un frasco volumétrico de 500 ml
3. Pesar el frasco volumétrico vacío, a continuación llenar el frasco hasta la marca con agua deaireada, tener mucho cuidado en no introducir aire nuevamente al agua por agitación excesiva. Como alternativa, es posible aplicar vacío por unos cuantos minutos después de haber llenado el frasco hasta $\frac{3}{4}$ de su capacidad. Cuando el nivel de agua se encuentra en la marca volumétrica (no el menisco) y el cuello por encima de esa marca se encuentra totalmente seco, pesar el frasco y registrar el peso W_{bu} . Registrar la temperatura de forma que la mezcla agua suelo se encuentre a la misma temperatura aproximadamente dentro de 1°C . Esta operación puede hacerse mientras el suelo se encuentra en saturación o está siendo mezclado con la batidora eléctrica. Este paso se puede omitir si existe una curva de calibración para el frasco.
4. Luego de 15 a 30 minutos, transferir el suelo saturado del plato evaporador al frasco volumétrico. Tener cuidado de que no queden partículas de suelo en el recipiente evaporador. Añadir suficiente agua con temperatura estabilizada para completar $\frac{2}{3}$ a $\frac{3}{4}$ de la capacidad del frasco volumétrico. No se debe llenar completo debido a que la eficiencia del trabajo del vacío en la deaireación se puede reducir marcadamente.
5. Conectar el frasco a un ducto de vacío por un espacio de por lo menos 10 minutos. Durante este tiempo agitar suavemente la mezcla moviendo cuidadosamente la botella. Observar que la reducción en la presión del aire dentro del frasco produce "la chullición" del agua (ver Fig. 7-2). Verificar la eficiencia del vacío en la forma descrita en la "discusión general". Si al final del período no se ha extraído totalmente el aire, se debe dejar sedimentar la solución, por espacio de unos pocos minutos de forma que se aclare el agua superficial y se pueda extraer suficiente para permitir que el vacío trabaje eficientemente. Este paso puede tomar varias horas, sin embargo, en laboratorios para estudiantes, el instructor ordenará continuar con el paso siguiente después de un tiempo razonable.

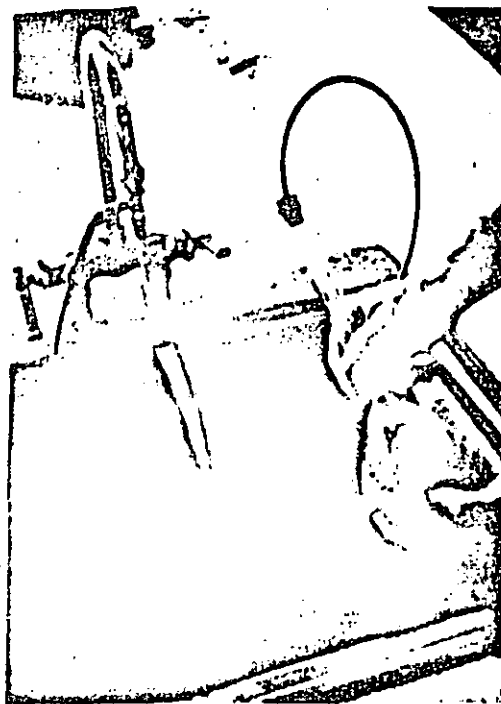


Figura 7-2

Suministro de vacío para deairear la suspensión suelo-agua utilizando un aspirador conectado al grifo. La intensidad del vacío depende del flujo a través del ducto. Nótese que el frasco está lleno hasta los dos tercios y su contenido "ebulle" (se aprecian burbujas y espuma dentro del frasco). Cuando se use este método debe tenerse el cuidado de destapar el frasco antes de cerrar el grifo de forma que se evite la entrada de agua al frasco debido al gran diferencial de presión entre el aspirador y el tubo de salida.

GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SOLIDOS (G_s)

Formato 8

Proyecto EXP. N.º 7 Trabajo No.

Localización del Proyecto UNIV. DE BRADLEY Perforación No. Muestra No.

Descripción del Suelo ARCILLA LIMOSA PARDA Profundidad de la Muestra

Realizado por J. E. B Fecha de la práctica 12-3-75

Práctica No.	1	2		
Vol. del frasco a 20°C	500 ml.	500 ml.		
Método de remoción del aire ^a	VACIO	Aspir.		
Peso frasco + agua + suelo = W_{bws}	753.66	754.69		
Temperatura, °C	23°	23°		
Peso frasco + agua ^b = W_{bw}	693.27	693.27		
Plato evaporador No.	5	4		
Peso plato evap. + suelo seco	350.11	368.49		
Peso del plato evap.	254.52	270.52		
Peso del suelo seco = W_s	95.59	97.979		
$W_s = W_s + W_{bw} = W_{bws}$	35.20	36.55		
$G_s = \alpha W_s / W_w (0.99756)$	2.71	2.67		

^a Indicar si se usó vacío o aspiradora para la extracción del aire.

^b W_{bw} es el peso del frasco lleno con agua a la misma temp. $\pm 1^\circ\text{C}$ a la cual se registró W_{bws} o un valor tomado de la curva de calibración a la temperatura T de W_{bws}

Observaciones $\gamma_0 = \frac{2.71}{2.67} = 1.01 < 1.02$ O.K.

Gravedad específica promedio de los sólidos del suelo (G_s) = 2.69

Figura 7-3

Datos de un ensayo de gravedad específica (dos intentos).

6. Cuando el proceso de deaireamiento se haya completado (o terminado), se debe añadir cuidadosamente agua hasta que la base del menisco se encuentre exactamente en la marca del frasco volumétrico. Se debe hacer esta operación con mucho cuidado para no reintroducir aire en el frasco. El agua utilizada debe provenir de un suministro deaireado, y con temperatura estabilizada. Se debe a continuación secar cuidadosamente el cuello del frasco por encima de la marca de calibración con un papel enrollado o por algún método similar.
7. Pesarse la botella y su contenido con una aproximación de 0.01 g (estimado) para obtener W_{bws} . Asegurarse de que la temperatura se encuentra dentro de 1°C de la temperatura utilizada para obtener W_{bw} (a menos que se utilice una curva de calibración).
8. Vaciar el frasco volumétrico y su contenido en un plato evaporador profundo u otro recipiente similar y secarlo al horno. *Es necesario tener mucho cuidado de no perder nada de suelo en este proceso.* Pesarse el suelo secado al horno para obtener W_s .
9. Calcular G_s utilizando la ec. (7-4). Comparar la densidad del agua utilizada con la del agua destilada, y hacer comentarios en un informe sobre el efecto de la utilización de agua común.
10. Repetir la secuencia sugerida (pasos 1 a 9) para valores adicionales de G_s hasta tener valores dentro de un rango de 2% definido de la siguiente forma:

$$\frac{\text{Mayor valor de } G_s}{\text{Menor valor de } G_s} < 1.02$$

Luego de obtenido este par de valores G_s , obtener su promedio, redondear a la 0.01 más cercana y registrar este valor como el G_s del suelo.

Experimento N° 9 RELACIONES HUMEDAD-DENSIDAD (Ensayos de compactación)

Referencias

- AASHTO T99-70 (estándar) y T180-70 (modificado)
ASTM D698-70 y D1557-70.
Burmister, D.M., (1965), Factores Ambientales en la Compactación de Suelos, *ASTM STP No. 377*, pp. 47-66.
Gordon, B. B., W. D. Hammond, y R. K. Miller (1965), Efecto del Contenido de Rocas en las Características de Compactación de Suelos Arcillosos, *ASTM STP No. 377*, pp. 31-46.
Johnson, A. W., y J. R. Sallberg (1962), "Factores que Influyen los Resultados de la Compactación", *Highway Research Board Bulletin No. 319*, 148 páginas.
Lambe, T. W., (1960), Arcilla Compactada: Un Simposio, *Trans., ACE*, Vol. 125 pp. 682-756 (también en *J. Soil Mech. Found. Div. S. M.* 2, Mayo).
Lee, P. Y. y R. J. Suedkamp (1972), Características de las Curvas de Compactación de Forma Irregular, *Highway Research Record No. 381*, pp. 1-9.
Proctor, R. R., (1933), Principios Fundamentales de Compactación de Suelos, *Eng. News Record*, Agosto 31, Sept. 7, 21 y 28.
Seed, H. B., y C. K. Chan (1959), Características de Estructura y Resistencia de Arcillas Compactadas, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE SM 5*, Octubre, pp. 87-128.
Wilson, S. D., (1950), El Aparato de Compactación Pequeño Duplica Adecuadamente los Resultados de Terreno, *Eng. News - Record*, Nov., 2, pp. 34-36.

Objetivo

Familiarizar al estudiante con los ensayos de compactación en laboratorio y la obtención de la relación densidad-humedad para un esfuerzo de compactación dado sobre un suelo particular.

Figura 9-1

Equipo esencial para el ensayo de compactación: balanza grande (20 Kg), Molde de compactación con base y collar, martillo de 24.5 N X 0.35 m de caída, regla de acero para nivelar los extremos de la muestra compactada. No se muestran la bandeja para preparar la muestra (y/o el mezclador mecánico), el martillo opcional de 44.5-N, probeta graduada para el agua ni cuchara para mezclar.



Equipo¹

Molde de compactación² con base y collar (referirse a la Fig. 9-1).

Martillo de compactación (24.5 N × 0.305 m de caída ó 44.5 N × 0.46 m de caída) o martillo operado mecánicamente.

10 a 12 latas para contenido de humedad

Extractor de muestras (gato hidráulico) o pulverizador mecánico como en la Fig. 9-4.

Bandeja mezcladora grande.

Mezcladora para suelos (opcional).

Exposición General

En 1933, R. R. Proctor presentó cuatro artículos en la revista *Engineering News-Record* (Proctor, 1933), los cuales sirvieron de base para los ensayos de compactación usados actualmente (llamados algunas veces ensayos de Proctor o simplemente "Proctor").

El ensayo estándar consiste en tomar 3 kg de suelo, pasarlos a través del tamiz No. 4³, añadir agua, y compactarlos en un molde 944 cm³ en tres capas con 25 golpes por capa de un martillo de compactación de 24.5 N con caída de 0.305 m en el suelo. Esto libera una energía nominal de compactación (en kilo-joules o kJ) al suelo de:

$$CE = \frac{3(25)(24.5)(0.305)}{9.44 \times 10^{-4}(1000)} = 593.7 \text{ kJ/m}^3$$

Luego de compactada de esta manera la muestra es removida del molde y desbaratada nuevamente hasta obtener grumos de tamaño aproximado del tamiz No. 4 *de acuerdo con estimación visual*, se toman muestras para contenido de humedad, se añade más agua, se mezcla cuidadosamente el suelo, y se procede a compactar nuevamente el suelo en el molde⁴. Esta secuencia se repite un número de veces suficiente para obtener datos que permitan dibujar una curva de densidad seca contra contenido de humedad con un punto de pendiente 0 (un valor máximo) y suficientes puntos alrededor de ese máximo para definir adecuadamente su localización. La ordenada de este diagrama es la densidad seca. La ordenada máxima de este diagrama se conoce como *la densidad máxima*, y el contenido de humedad al cual se presenta esta densidad se denomina *contenido de humedad óptimo* (CHO).

Es importante hacer algunos comentarios en este punto:

1. Para que un ensayo sea estándar, los resultados deben ser reproducibles, y el hecho de usar muestras frescas cada vez o reutilizar la muestra compactada en el siguiente punto,

¹ El instructor debería hallar el contenido de humedad del suelo para este experimento antes de la práctica —también los valores w_L y w_p de experimentos anteriores— de forma que el CHO puede ser estimado utilizando la Fig. 9-2.

² El molde utilizado en el sistema SI con dimensiones de 10.3 de diámetro X 12.0 cm de altura y volumen de 1000 cm³, puede hacerse a partir de tubería de acero inoxidable que se consigue fácilmente en el comercio (para evitar la corrosión) utilizando tubería de hierro de 4" de diámetro. Maquinar el diámetro interno hasta 10.3 y soldar dos orejas a manera de amarraderas cortadas de un perfil de acero inoxidable de 1 X 1". Maquinar el diámetro externo hasta que ajuste en el collar del molde estándar y utilizar la base para el molde de 1/30 ft³. Rebajar el diámetro interno del collar para que ajuste con el diámetro del molde.

³ Tanto la AASHTO como la ASTM poseen normas de procedimiento para suelos con partículas mayores que el tamiz No. 4.

⁴ Parece que, al momento de hacer la presente revisión (1977), la ASTM está en proceso de modificar el procedimiento con el fin de utilizar suelo fresco en cada punto del ensayo; de forma que se requieran aproximadamente 15 kg de suelo para 5 puntos. Es dudoso que este método gane popularidad (o produzca ventajas sobre el método actual de reutilizar el suelo) debido a la gran cantidad de información exitosa que ha producido dicho método. Siempre fue posible usar suelo fresco para cada punto, sin embargo, muy raras veces se ha hecho, principalmente por la gran cantidad de suelo requerido.

produce diferencias grandes en los valores máximos de densidad seca—no es extraño obtener de esta manera diferencias de 0.8 a 1.2 kN/m³.¹

2. Cuando se trabaja con suelos secados al aire, a menos que la primera muestra se mezcle con el primer incremento de contenido de humedad y se le permita un curado (toda la noche por ejemplo), los resultados pueden traducirse en unos puntos erráticos (en lugar de una curva continua) en la parte seca de la curva. La falta de curado también puede desplazar el CHO a la derecha (tiende a aumentarlo) de la curva densidad seca contra humedad. Algunos suelos pueden dar una curva "errática" en la parte seca como una característica del suelo (ver Lee y Suedkamp, 1972).
3. Si el cilindro de suelos no es compactado en tres incrementos aproximadamente iguales, los puntos de la curva también se mostrarán erráticos, es decir, no caerán en una curva continua a cada lado del óptimo.
4. Para evitar tener que compactar un gran número de cilindros y teniendo en cuenta que 5 puntos bien espaciados determinan muy bien la curva, es deseable comenzar el ensayo a un contenido de humedad entre 4 y 5% cercano al CHO. Añadiendo entonces 2% de humedad (por peso) en cada ensayo sucesivo, el último punto se encontrará 4 a 5% de humedad dentro del lado húmedo del pico de la curva. Para ayudar en la determinación de la humedad del punto de comienzo, se presenta la Fig. 9-2. Esta carta permite estimar el CHO dentro de un $\pm 2\%$ de confiabilidad si existe razonable exactitud en la determinación de los valores de los límites líquido y plástico.

Con la práctica, es posible estimar el CHO añadiendo agua a una porción de suelo en la mano hasta que el suelo se deforme dejando la huella de los dedos cada vez que se le aplique un esfuerzo de amasamiento promedio y que el suelo moldeado de esta forma se resista a la ruptura en pedazos. Si se seca esta muestra para obtener su contenido de humedad se tendrá un buen estimativo del CHO.

5. El molde de compactación debe colocarse sobre una superficie que no vibre durante el proceso de compactación de manera que la energía de compactación no se pierda en producir desplazamientos de la base. La ASTM recomienda hacer descansar el molde sobre una base consistente de un cilindro o bloque rígido de concreto con una masa de por lo menos 90 kg (200 lb.).

El procedimiento original de Proctor se ha modificado algo utilizando un martillo de caída controlada como "25 golpes de un martillo en caída libre desde una altura de 0.305 m"; originalmente Proctor estableció: ". . . 25 golpes firmes de 12" de desplazamiento". La forma común de presentar los datos consiste en hacer una curva de humedad seca contra contenido de humedad (abscisa). Los datos originales se presentaron en forma de relación de vacíos contra contenido de humedad.

La compactación de suelos en general es el método más barato de estabilización disponible. La estabilización de suelos consiste en el mejoramiento de las propiedades físicas indeseables del suelo para obtener una estructura, resistencia al corte, y relación de vacíos, deseables. Existen muchos métodos para estabilizar suelos utilizando materia química como cal, mezclas de cal y cenizas, cemento, y compuestos de ácido fosfórico, pero estos métodos usualmente son más costosos y pueden utilizar métodos de compactación adicionalmente a las mezclas, pues al incorporar el material químico en la masa de suelo se produce una gran perturbación de su estructura.

¹ Investigaciones hechas por el autor indican que estas diferencias pueden reducirse a un orden de tal vez 0.2 a 0.4 kN/m³ con mezcla mecánica adicional por espacio de 8 a 10 min. En suelos de baja plasticidad las diferencias son negligibles (en la mayoría de los casos). En suelos curados (mezclados con agua por espacio de 10—12 horas antes del ensayo), dichas diferencias son menores.

La compactación produce estabilización del suelo mediante la introducción de energía en el suelo de la siguiente forma:

SIMULADO

Método	En laboratorio	En el terreno
Impacto	Práctica-patrón de compactación	Nada comparable
Acción de amasamiento	Aparato miniatura de Harvard, método Hveem	Rodillo tipo pata de cabra, rueda balanceante
Vibración	Mesa vibratoria, ver Experimento No. 18	Rodillos vibratorios y compactadores
Compresión estática (o dinámica)	Máquinas de compresión	Rodillos de rueda lisa

Generalmente el esfuerzo de compactación imparte al suelo:

1. Un incremento en la resistencia al corte pues ella es función de la densidad (las otras variables son estructura, ϕ y c).
2. Un incremento en el potencial de expansión.
3. Un incremento en la densidad [$\gamma = f(e)$].
4. Una disminución de la contracción
5. Una disminución en la permeabilidad [$k = f(e)$]
6. Una disminución en la compresibilidad [$S = f(e)$]

De esta lista de propiedades afectadas por la compactación, se ve claramente que el problema de especificar la compactación es algo más que simplemente el requerimiento de incrementar la densidad del suelo. También es importante considerar los efectos colaterales; afortunadamente el problema no es tan grave como parecería a primera vista, debido al método de estipular o especificar compactación utilizado más comúnmente —X% de patrón de compactación, o compactación modificada según el método AASHTO. Es, sin embargo, muy importante especificar el tipo de suelo al cual se aplican los criterios de compactación en un proyecto dado con el fin de eliminar por ejemplo, problemas con el cambio de volumen.

Se reconoce hoy en día que la estructura resultante de la masa de suelos (especialmente cuando hay suelos finos presentes) se asocia íntimamente con el proceso de compactación y el contenido de humedad a la cual se compactó la masa de suelo. Este concepto es importante en extremo para compactar los núcleos de arcilla de represas (por ejemplo), donde asentamientos fuertes podrían causar fracturas de dicho núcleo. Se ha encontrado que la estructura *dispersa* del suelo obtenida al compactarlo en el lado húmedo del óptimo de humedad resulta en un suelo que tiene una resistencia al corte algo menor pero que puede resistir grandes deformaciones sin falla (fracturas) y las consiguientes filtraciones y/o falla total de la presa. La compactación del suelo en el lado húmedo de su óptimo, reduce igualmente su permeabilidad, comparada con la permeabilidad obtenida al compactar en el lado seco del óptimo.

Inversamente, la estructura *floculada* que resulta de compactar el suelo en el lado seco de su óptimo es menos susceptible a la contracción pero más susceptible a la expansión. La resistencia última de los suelos con estructuras floculadas es mayor a bajas deformaciones que la resistencia de los suelos con estructuras dispersas, es decir, el suelo tiende a la falla *frágil*. La resistencia residual del suelo compactado en el lado seco del óptimo es casi la misma resistencia última del suelo compactado en el lado húmedo del óptimo. Por consiguiente, para trabajo de carreteras donde se desean bajo el pavimento deformaciones unitarias muy pequeñas el suelo debería compactarse entre contenidos de humedad en la parte seca hasta el óptimo. El suelo que rodea el núcleo arcilloso de una presa debería también compactarse para producir en él una estructura floculada pues en ese suelo la resistencia

es más importante que la permeabilidad. El núcleo de arcilla por otra parte debe compactarse para producir en él una estructura dispersa ya que es posible que se presenten grandes asentamientos y el suelo debe ser capaz de tolerarlos sin desarrollar fracturas o fisuras que permitan una falla por sifonamiento/filtración.

Del anterior breve razonamiento es evidente que los criterios de compactación debían basarse en consideraciones sobre la estructura del suelo, resistencia, permeabilidad, etc., como propiedades de diseño requeridas más que la simple obtención de una curva de compactación en el laboratorio y el requerimiento de que el suelo se compacte a un determinado porcentaje de compactación relativa; sin embargo, en muchos casos —especialmente cuando la densidad (y el control de asentamiento) es la única propiedad que se necesita— con esto se obtiene un producto satisfactorio (como ha sido la normal en el pasado).

Compactación relativa es el término utilizado para comparar el suelo compactado in situ con la curva de compactación de laboratorio. La compactación relativa se define como:

$$\text{Compactación relativa} = \frac{\text{densidad del suelo compactado en el campo}}{\text{densidad máxima del laboratorio}} \times 100\% \quad (9-1)$$

y puede ser mayor o menor que 100%. Por ejemplo, un proyecto particular puede especificar que el suelo alcance el 90% de compactación relativa; otra práctica puede especificar un 105% de compactación relativa. Si la densidad seca máxima es 18.50 kN/m^3 , el peso unitario de campo es:

$$\text{A 90\% de compactación relativa } 18.50 (0.90) = 16.65 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{A 105\% de compactación relativa } 18.50 (1.05) = 19.42 \text{ kN/m}^3$$

De la tabla de métodos de compactación dada anteriormente se puede ver que no existe contraparte en métodos de compactación a los métodos de impacto de laboratorio. La reutilización del suelo para desarrollar la curva de compactación es un proceso preferentemente de laboratorio, que produce en el suelo un procesamiento considerablemente mayor que el que tiene lugar en el campo. Se ha obtenido una gran cantidad de información que indica que la estructura del suelo, la densidad y el CHO dependen del método de proveer la energía de compactación (amasamiento, impacto, vibración, etc.). A pesar de este defecto el ensayo patrón de compactación tal como se ha delineado aquí es ampliamente utilizado para establecer los criterios de compactación. Existe una gran cantidad de información que indica que este método funciona; además desde el momento cuando el ensayo fue propuesto, nadie ha desarrollado un método mejor de forma que no existe una razón válida en el presente momento para descartar ese procedimiento.

Un poco antes y durante la Segunda Guerra Mundial, los pesados equipos de aviación militar comenzaron a exigir densidades de subrasante bajo las aeropistas, mayores que las que podían proporcionar los métodos tradicionales de compactación. En lugar de incrementar las compactaciones relativas por encima del 100%, se introdujo un ensayo de compactación modificado (ahora llamado *Proctor Modificado*, *ensayo modificado AASHTO*, o *ensayo de compactación modificado*). Este ensayo tiene las siguientes características:

Molde	944 cm ³
Martillo	44.5 N
Capas	5 a 25 golpes por capa
Caida del martillo	0.46 m

Las características básicas del Experimento son las mismas del ensayo patrón de compactación, esto es, usar la fracción menor del tamiz No. 4, o consultar las normas ASTM o AASHTO para casos en los cuales haya presentes gravas mayores, desarrollar la curva tal como la del experimento patrón: añadir incremento de agua al suelo, compactar, desbaratar la muestra, tomar un contenido de humedad, y repetir el proceso hasta obtener todos los puntos de la curva.

El ensayo de compactación modificado introduce una energía nominal de compactación al suelo de 2710 kJ/m^3 (el lector debería verificar esto) o cerca de cinco veces la

energía de compactación del Experimento patrón. Para esta energía mayor se obtiene un incremento entre el 5 y el 10% en densidad y un valor reducido del CHO sobre los datos correspondientes en el Experimento patrón. Los datos para el ensayo de compactación modificado también se representan en curvas de densidad seca contra contenido de humedad.

La gráfica de densidad seca contra contenido de humedad indica que el proceso de compactación a *cualquier esfuerzo de compactación* se vuelve cada vez más eficiente hasta un cierto valor del contenido de humedad (CHO), a partir del cual su eficiencia decrece. La eficiencia crece a medida que se le añade agua, inicialmente debido a la saturación y/o ruptura general de las uniones interparticulares de los grumos de arcilla y posiblemente a alguna lubricación. En la parte húmeda de la curva los terrones generalmente se han extinguido y el exceso de humedad produce presiones instantáneas de poros sumamente altas a medida que el martillo produce su impacto. Estas altas presiones de poros producen una reducción apreciable en la resistencia al corte del suelo y el martillo por consiguiente produce simplemente un corte (remoldeo) del suelo más que un incremento adicional en la densidad.

La masa de suelo involucrada en el proceso de compactación comienza como un sistema de tres fases: suelo, agua y aire. Durante los primeros ensayos hay una cantidad considerable de aire presente, pero el proceso produce un cambio de estado en el cual cada vez hay más suelo y agua presentes. Aún en la situación de CHO existe una cantidad de aire considerable. En la parte húmeda de la curva, el efecto principal es el de desplazar más y más aire por agua. Si el proceso fuera completamente eficiente, sería posible reemplazar todo el aire de los vacíos con agua para producir un sistema de dos fases (una condición de *cero-aire-vacíos*). Como nunca es posible sacar todo el aire de los vacíos, lo cual resultaría en una condición de $S = 100\%$, cualquier curva de compactación *estará siempre por debajo de la curva -aire-vacíos*.

Para cualquier contenido de humedad w dado el peso unitario *cero-aire-vacíos* se calcula como:

$$\gamma_{uv} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + wG_s} \quad (9-2)$$

El lugar geométrico de los puntos determinados por esta ecuación produce una curva ligeramente cóncava hacia arriba.

Un gran número de factores entre los cuales se destacan los siguientes, influyen sobre la compactación del suelo:

Temperatura

Tamaño del molde (al mantener la relación diámetro/altura aproximadamente constante el efecto se hace despreciable).

Distribución de golpes en cualquier capa.

Exceso de cantidad de suelo en el molde.

Tipo de suelo (nótese que sólo los suelos cohesivos pueden compactarse utilizando métodos de impacto).

Cantidad de procesamiento (mezclado, curado, manipulación).

El lector debería utilizar la lista de referencias para estudiar factores adicionales que pueden influir en los resultados de la compactación.

Procedimiento *Esta es una práctica de grupo*

Nota: Debe tomarse una muestra para contenido de humedad 24 horas antes del ensayo de forma que sea posible conocer razonablemente el contenido de humedad inicial; de otra forma, serían necesarios 6 u 8 Experimentos para obtener la curva de compactación — especialmente para aquellos suelos cuyo CHO se encuentra entre 17 y 22%.

1. Cada grupo debe tomar 3 kg (peso nominal) de suelo secado al aire, pulverizarlo suficientemente para que pase a través del tamiz No. 4; a continuación mezclarlo con la cantidad de

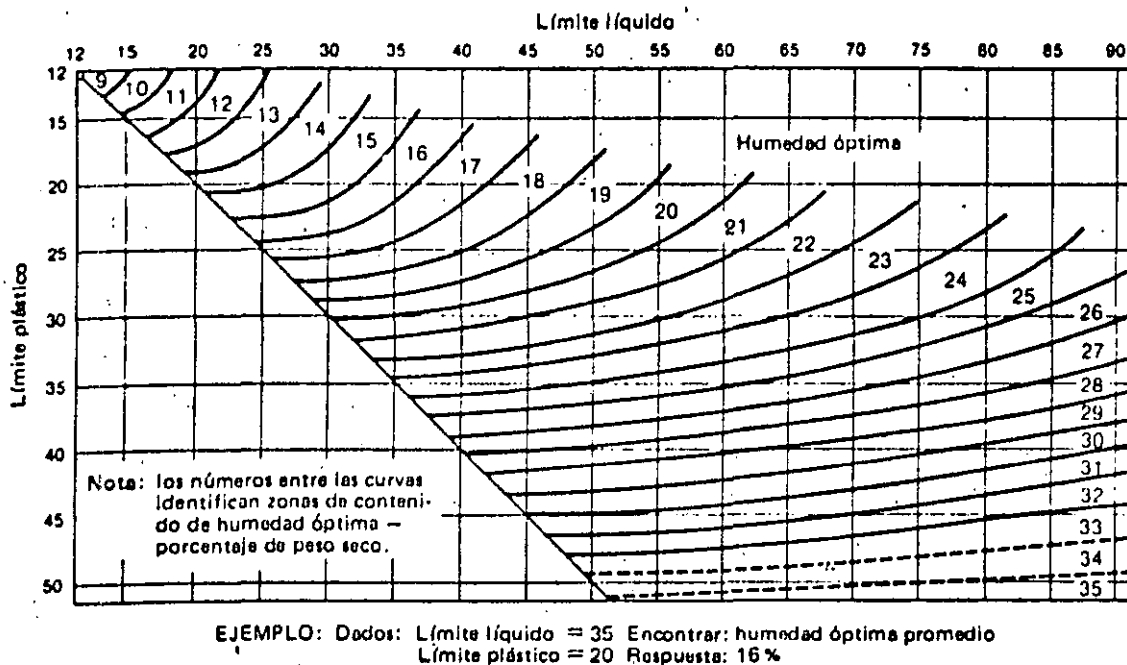


Figura 9-2

Gráfico para encontrar el contenido de humedad óptimo (CHO) de un suelo para usar en el ensayo de compactación estándar. (Este gráfico se ha reproducido con permiso de Johnson y Sallberg (1962), p. 125).

agua necesaria para hacer el incremento de humedad basado en porcentaje de peso seco. El porcentaje inicial de incremento de agua debería tener en cuenta el contenido de humedad 4 a 5% por debajo del CHO, y obtener el CHO bien de la Fig. 9-2 o por cualquier otro medio de estimación.

El suelo y el agua deberían mezclarse con anterioridad y curarse por espacio de 24 horas antes del ensayo, pero en los laboratorios para estudiantes esto puede omitirse.

2. Si el suelo se ha "curado", añadir 1% de humedad por peso [$.01 \times 3 = 0.03 \text{ kg}$ (30 ml)], para tener en cuenta las pérdidas por evaporación. Mezclar esta agua al suelo cuidadosamente.
3. Pesar el molde de compactación, sin incluir la base ni el collar.
4. Medir el molde de compactación para determinar su volumen (o a discreción del instructor suponer que el volumen es 944 cm^3 (o 1000 cm^3 como encuentre más apropiado)).
5. Usar bien el método patrón de compactación o bien el modificado como se especifique por parte del instructor y compactar un cilindro de suelo. Si se utiliza el cilindro de 1000 cm^3 utilizar 26 golpes/capa, en lugar de 25, para producir la misma energía de compactación en cada ensayo.
6. Enrasar cuidadosamente la base y la parte superior del cilindro compactado al suelo con una regla metálica. Llenar cuidadosamente con suelo o gravas pequeñas cualquier agujero que pudiera haber quedado en la superficie o haberse hecho por remoción de alguna grava en el proceso de emparejamiento de la superficie.

Nota: Si el molde no se llena por encima de la junta del collar durante la compactación de la última capa, no añada suelo para suplir la deficiencia, repita el ensayo. Es posible evitar esta situación chocante, si se nota que el suelo puede terminar por debajo del collar, añadiendo algo más de material hasta sobrepasar la junta, luego terminar los golpes faltantes. En el otro extremo debería tratarse de evitar tener más de 6 mm de suelo sobre el nivel de la junta (ver Fig. 9-3). Si queda un exceso muy grande de material por encima de la junta del collar, es posible que al remover el collar se remueva la última capa de suelo compactada. Si pasa esto, es necesario volver a reemplazar apropiadamente dicha capa. Si el collar es difícil de remover, no es aconsejable girarlo pues se puede dañar la última capa de suelo. Tomar una espátula y remover suelo sobre los bordes del collar hasta que se afloje y se pueda remover fácilmente. Recordar que se tiene un error multipli-

cador de 1060 en este proyecto: por consiguiente un error de 15 grs. de suelo produce un error de compactación cercano a 0.16 kN/m^3 — y 15 g de suelo *no* es una cantidad muy grande.

7. Pesarse el molde lleno de suelo húmedo.

8. Extraer el cilindro de suelo del molde, partirlo en dos, y tomar dos muestras para contenido de humedad —una cercana a la parte superior del molde, y otra a la parte inferior— dejando en el recipiente de humedad tanto material como sea posible (alrededor de 100 g). A manera de alternativa, se puede usar un reductor de muestra¹ (Fig. 9-4) para remover el suelo y pulverizarlo directamente desde el molde. Se debe tomar igualmente dos muestras para contenido de humedad de la parte superior e inferior de la muestra de suelo a medida que se saca el suelo del molde.



Figura 9-3

Espécimen compactado, luego de removido el collar e iniciado el proceso de nivelación o enrase. Nótese que el suelo sobresale unos 6 mm por encima del molde.

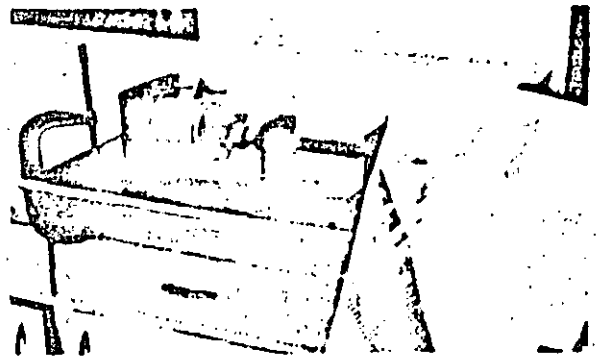


Figura 9-4

Aparato para pulverización de muestras de compactación desarrollado por el autor. (a) El pulverizador con la muestra montada para ser barrenada con el aparato.



(b) Pulverización de una muestra compactada. Nótese que el suelo se reduce aproximadamente al tamaño del tamiz No. 4 (por inspección visual).

¹ Este aparato se desarrolló y patentó por el autor y ha sido usado exitosamente por varios años con un considerable ahorro de tiempo (a menudo de dos a tres horas por ensayo).

ENSAYO DE COMPACTACION

Formato 10

Proyecto EXPERIMENTO PATRON DE COMPACTACION Trabajo No.

Localización del Proyecto UNIV. DE BRADLEY Perforación No. Muestra No.

Descripción del Suelo ARCILLA ARENOSA Y LIMOSA PARDA CLARA A2-6(3); W_L=28.3, W_p=14.1

Realizado por J. E. B. Y M. C. Fecha de la práctica 10-8-76

Golpe/capa 26/3 No. de capas 3 Peso del martillo 24.5

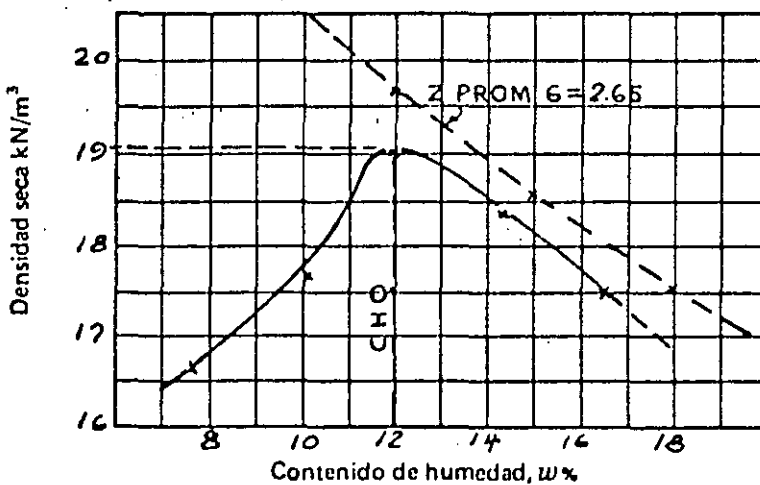
Dimensiones del molde: 10.3 cm Alt. 12.0 cm Vol. 1000 cc

Determinación del contenido de humedad

Muestra No.	1		2		3		4		5		6
Lata de humedad No.	75	77	81	86	87	88	93	104	109	110	
Peso de lata + suelo húmedo	93.80	98.24	93.96	101.76	97.62	88.47	95.22	102.53	100.65	97.17	
Peso de lata + suelo seco	88.64	92.66	87.37	94.46	89.00	80.94	85.47	91.83	88.83	85.68	
Peso del agua	5.16	5.58	6.59	7.30	8.62	7.52	9.75	10.70	11.82	11.39	
Peso de la lata	22.57	22.02	22.00	22.32	17.85	17.80	17.32	17.46	17.21	17.25	
Peso del suelo seco	66.07	70.64	65.37	72.14	71.15	63.14	68.15	74.37	71.62	68.43	
Contenido de humedad, w	7.81	7.90	10.08	10.12	12.11	11.93	14.31	14.39	16.51	16.64	

Determinación de la densidad

Contenido de humedad desecado	8	10	12	14	16	
Contenido de humedad, w _m	7.8	10.1	12.0	14.4	16.6	
Peso de suelo + molde	3757.2	3921.4	4109.0	4082.5	4015.2	
Peso del molde	1933.0					
Peso de suelo seco en molde, g	1824.2	1988.4	2176.0	2149.5	2082.2	
Densidad húmeda, kN/m ³	17.89	19.50	21.34	21.08	20.42	
Densidad seca, (γ _{mca}), kN/m ³	16.60	17.71	19.05	18.43	17.51	



Contenido de Humedad Optimo = 12.0 % Densidad Seca Máxima = 19.05 kN/m³

Figura 9-5

Datos de un ensayo de compactación que incluyen la información de peso unitario seco vs. contenido de humedad para obtener el peso unitario seco máximo y el CHO.

Cuando se utiliza un extractor de muestras (gato hidráulico) es necesario tener en cuenta que algunos moldes se amplían ligeramente de forma que la base es un poquito mayor que la parte superior de la muestra. Si éste es el caso, la muestra debe extraerse más fácilmente si el extremo más ancho sule primero del molde¹.

9. Despedazar la muestra hasta tamaño aproximado del tamiz No. 4 (a menos que el reductor de muestra se haya utilizado) y añadir 2% (basado en el peso original de la muestra de 3 kg) de agua. Mezclar nuevamente con cuidado y repetir los pasos 5 a 9 hasta que, sobre la base del peso húmedo, se obtengan 2 valores de peso de material compactado ligeramente menores que un determinado valor pico.
10. Volver al laboratorio al día siguiente y pesar las muestras de contenido de humedad secadas al horno para encontrar el promedio real de contenido de humedad de cada ensayo.
11. Calcular el peso unitario seco y hacer una gráfica de γ_{seco} contra contenido de humedad, con γ_{seco} como ordenada (ver Fig. 9-5). En esta curva dibujar la curva cero-aire-vacíos.
Si G_s no se conoce, suponer que la densidad cero-aire-vacíos en el contenido de humedad óptimo es 5% mayor que la máxima densidad seca. De esa suposición se puede calcular el valor de G_s para el suelo y encontrar la densidad seca a otros valores de contenido de humedad para dibujar la curva de cero-aire-vacíos. Si la curva cae debajo de la curva de compactación en cualquier punto el porcentaje de 5% supuesto fue incorrecto, de manera que se puede hacer incrementos adicionales de 1% de densidad y recalcular hasta que se obtenga una curva cero-aire-vacíos que caiga en todos sus puntos por encima de la curva de compactación. Asegurarse de utilizar una buena escala para la curva de compactación ya que este gráfico se utiliza para propósitos cuantitativos.
12. Mostrar el límite líquido, el límite plástico, G_s y la clasificación AASHTO de este suelo en los formatos de datos al lado de la curva de compactación. Si se utilizan diferentes suelos para el ensayo de los que se utilizaron para los Experimentos Nos. 3, 5 y 7, deberían hacerse estos ensayos como parte de esta práctica.
13. En su memoria de cálculos, deducir la ecuación 9.2 para cero-aire-vacíos.
14. (Opcional) Sobre la base del valor de la gravedad específica, G_s , y del valor del ensayo obtenido en el paso 11, calcular la relación de vacíos del suelo para cada punto del ensayo. Sobre una gráfica de papel milimetrado, volver a dibujar la curva de compactación, además, utilizando como ordenada la relación de vacíos (a la derecha del papel) dibujar la curva de e contra contenido de humedad (usar la misma escala de contenido de humedad para ambas) y comentar sobre cuál método presenta mejor los datos del ensayo. Este método, e contra contenido de humedad, fue el usado originalmente por Proctor.
15. (Opcional) Establecer lo que se recomendaría como compactación relativa y contenido de humedad de compactación para utilizar este suelo en la construcción de un terraplén de 10 m de altura para una carretera.

¹ Si se utiliza muestra fresca de suelo para cada punto, es posible descartar el material sobrante de la muestra compactada y repetir los pasos 5 a 8.

Experimento N° 13 EXPERIMENTO DE CONSOLIDACION

Referencias

AASHTO T216-66

ASTM D2435-70

AASHTO (1976), Estimación de Asentamiento por Consolidación, *Transportation Research Board, Special Report No. 163* (con varias referencias).

Casagrande, A. (1936), La Determinación del Esfuerzo de Preconsolidación y su Significado Práctico, *Proc. 1st Conf. Soil Mech. Found. Eng. Harvard*, Vol. 3, pp. 60-64.

Crawford, C. B. (1964), Interpretación del Ensayo de Consolidación, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, SM 5*, Septiembre, pp. 87-102.

Leonards, G. W. y A. G., Altschaeffl (1964), Compresibilidad de las Arcillas, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, SM 5*, septiembre, pp. 133-156.

Lo, K. Y. (1961) Compresión Secundaria de Arcillas, *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE, SM 4*, Agosto, pp. 61-87.

Equipo

Consolidómetro¹ (véase Fig. 13-1).

Deformímetro de carátula² con lectura de 0.01 mm de precisión (ó 0.0001").

Equipo de cargas

Cronómetro de bolsillo o de pared

Equipo necesario o disponible para moldeo de la muestra

Exposición general

Cuando se somete un suelo a un incremento en presión (o carga), ocurre un reajuste de la estructura de suelo que podría considerarse primeramente como una *deformación plástica* correspondiente a una *reducción en la relación de vacíos*. Puede producirse también una pequeña cantidad de *deformación elástica* pero considerando la magnitud de las cargas (o presiones de contacto) involucradas y el hecho de que el *módulo de elasticidad* de los granos de ~~suelo son~~ del orden de 20 MPa la deformación elástica (la cual es recuperable cuando la ~~carga se remueva~~) es despreciable.

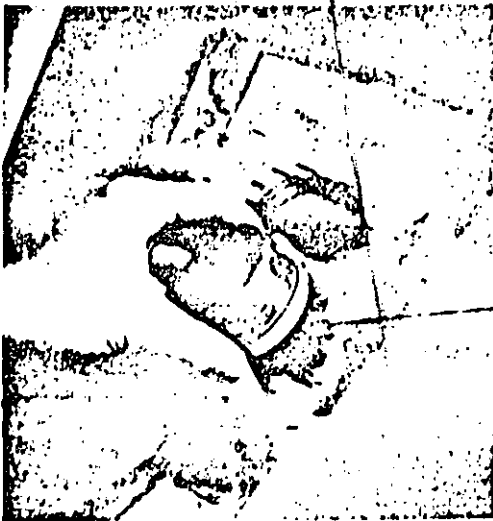
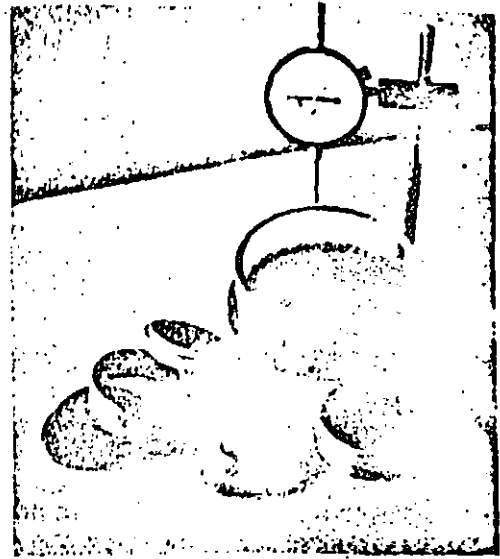
¹ El consolidómetro patrón de 2.5" puede convertirse al sistema SI [para usar el sistema de carga $\frac{1}{2}$ de tonelada por pie cuadrado ($t/ft^2 = 25$ kilopascuales (kPa); $\frac{1}{4} t/ft^2 = 50$ kPa; $1 t/ft^2 = 100$ kPa etc.] de la siguiente forma: (a) comprar un pedazo de tubería de bronce de diámetro externo e interno apropiado para tornearse un nuevo diámetro externo de 62.14 mm (contra 63.5 mm del anillo de $2\frac{1}{2}$ "), con una altura de 24 mm; (b) tornearse adecuadamente una pieza de bronce o aluminio para producir un disco de moldeo con pistones de 2 mm y 4 mm para reducir la muestra a un lapaño final de 20 mm (véase Fig. 13-1); (c) Utilizar un disco de esmeril para linaar cuidadosamente las piedras porosas hasta el nuevo diámetro; (d) tornearse un nuevo pistón para la aplicación de carga (o disminuir en el torno las dimensiones de la existente).

² Los deformímetros de carátula utilizados generalmente tienen una precisión de 0.0001" lo cual es excesivo si se considera la forma como se obtiene la altura inicial de la muestra. El deformímetro de carátula de 0.01 mm de división tiene una precisión de 0.0004" suficiente ciertamente para el experimento.

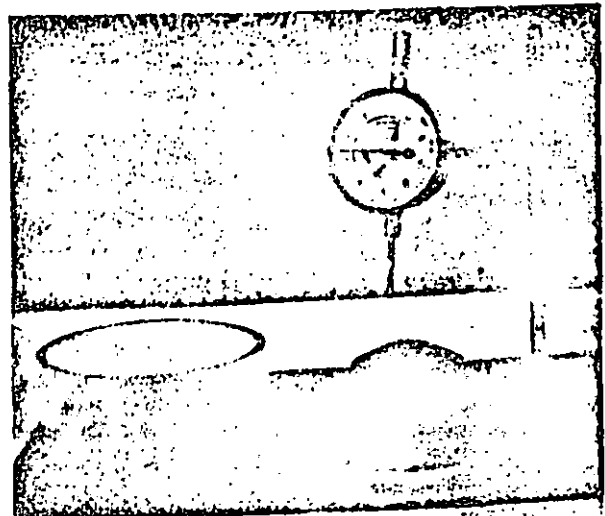
Figura 13-1

Equipo para el experimento de consolidación con anillo flotante.

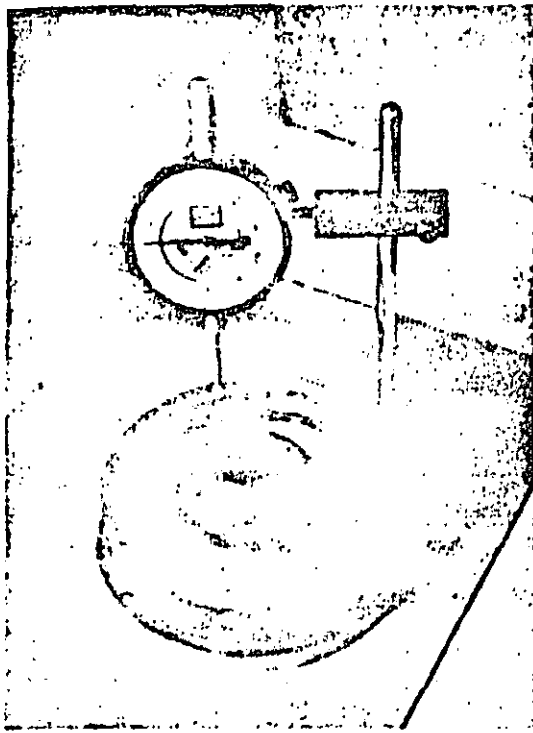
(a) Equipo de consolidómetro: anillo de bronce (62.14 X 24.0 mm), anillo con borde cortante para tallar la muestra al diámetro necesario para montarla en el ensayo de consolidación; dos piedras porosas, bloque o pistón de carga de bronce y disco de moldeo para recortar la muestra 2 y 4 mm (la profundidad de 4 mm debe orientarse hacia arriba). La muestra debe ajustarse arriba y abajo con las piedras porosas en la base del consolidómetro la cual a su vez ha sido retrocedida para permitir el alineamiento correcto. El anillo de plástico que rodea la muestra y ajusta en el surco torneado en la base (engrasar con grasa de silicona) tiene como fin permitir la saturación de la muestra (añadir agua a medida que se evapora para mantener siempre el nivel de agua por encima de la piedra porosa superior). Un consolidómetro de anillo fijo es muy similar, y si el peso del consolidómetro es igual (añadir metal o usar un taladro para remover metales en caso de necesidad), puede usarse el mismo sistema de carga para ambos.



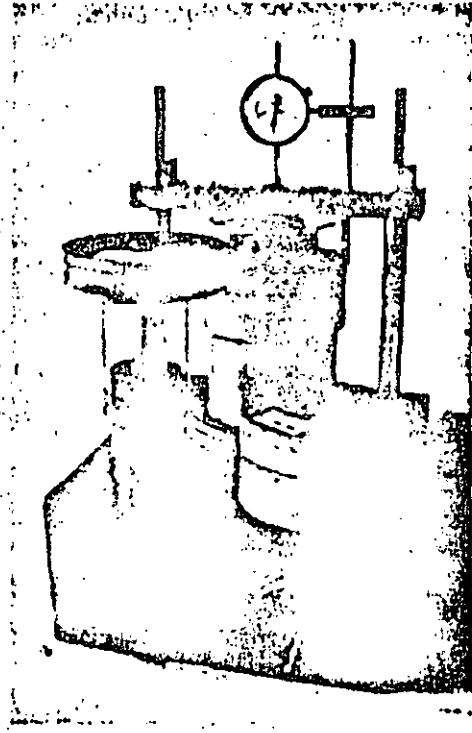
(b) Después de colocar la muestra en el anillo, usar el disco de moldeo para extruir 2 mm, cortar este sobrante y colocar un disco de papel de filtro para evitar la adherencia. A continuación, sacar el disco de moldeo, pasarlo al otro extremo, usar el lado de 4 mm para empujar la muestra a través del anillo, recortar el sobrante (lo cual produce el espesor adecuado en la muestra) y colocar un segundo papel de filtro. Finalmente, remover el disco de moldeo, colocar las piedras porosas y centrar la muestra en el anillo.



(c) Colocar el anillo con la muestra en la base del consolidómetro y añadir el pistón de carga.



(d) Ajustar el anillo plástico externo después de engrasar cuidadosamente el surco y llenar parcialmente de agua para verificar que no haya fugas. Si existen fugas es necesario remover el anillo y volver a engrasar. Si no hay fugas, ajustar el sistema de carga y comenzar el ensayo.



(e) Ensayo en curso utilizando un sistema de carga en el laboratorio del autor. Nótese el deformímetro en su lugar y una carga aplicada de 200 kPa (4 placas de carga).

Cuando se aplica una carga a un suelo de grano grueso completamente seco, parcial o completamente saturado, o cuando la carga se aplica a suelo seco, el proceso de deformación plástica con reducción en la relación de vacíos tiene lugar en un período de tiempo tan corto que es posible considerar instantáneo todo el proceso. Esto puede explicarse en suelos secos por el hecho de que el aire encerrado en los poros tiene muy poca viscosidad y es muy fácilmente comprimido; de esa forma los sólidos no presentan ninguna resistencia al flujo hacia afuera del fluido de los poros (aire, en este caso) a medida que los vacíos del suelo se reducen. En el caso de un suelo de grano saturado o parcialmente saturado, el coeficiente de permeabilidad k es suficientemente grande para que el agua de los poros pueda también salir casi instantáneamente.

Cuando se aplica una carga a un suelo de grano fino saturado parcial o totalmente, el tiempo para lograr la deformación plástica y la reducción en la relación de vacíos es mucho mayor, y para este proceso dependerá de varios factores, entre los cuales los principales son:

1. El grado de saturación
2. El coeficiente de permeabilidad del suelo
3. Las propiedades del fluido de los poros
4. La longitud de la trayectoria que debe recorrer el fluido expulsado de la muestra para encontrar equilibrio.

Se define a continuación consolidación como la deformación plástica debida a reducción en la relación de vacíos (generalmente llamada *asentamiento*), la cual es función del tiempo, o:

$$S = f(t)$$

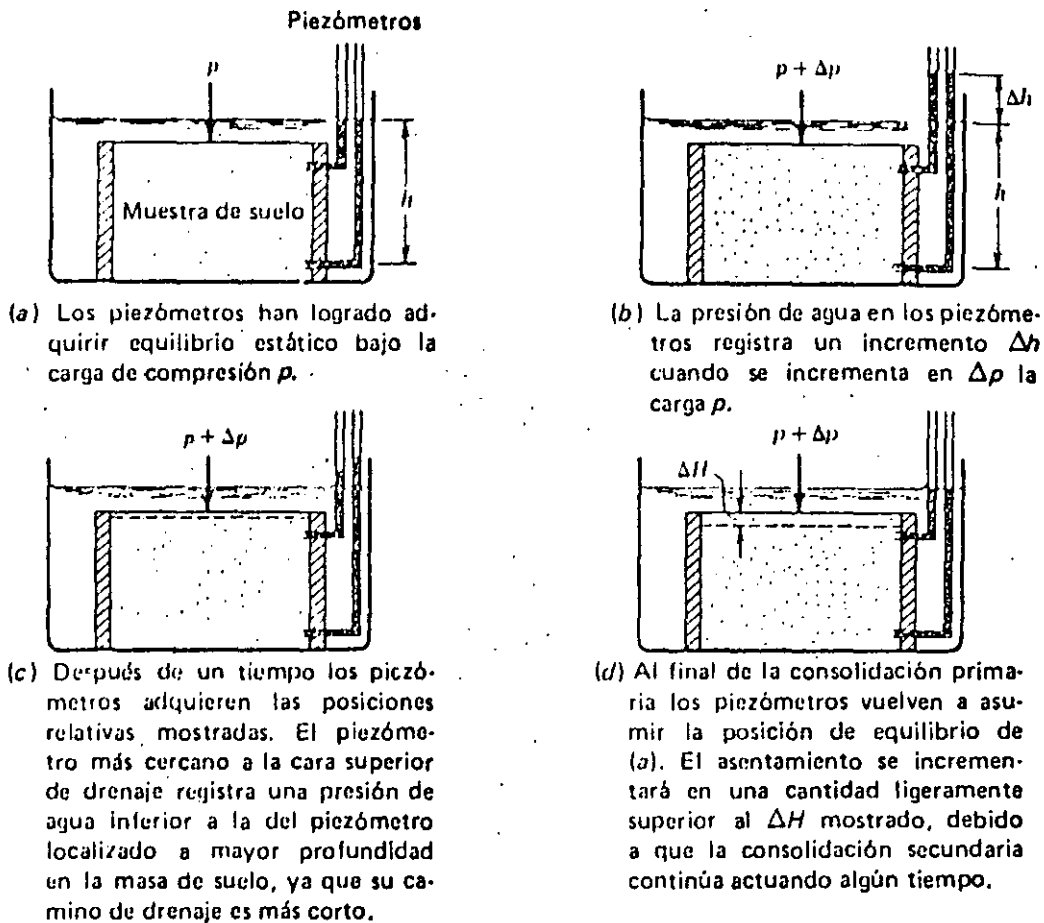


Figura 13-2
Consolidación primaria.

El estado del arte en este momento permite formular un modelo matemático para proceso de consolidación (cuya aplicación permite éxito razonable) solo en el caso de suelos totalmente saturados.

Cuando se aplica una carga a un suelo fino saturado confinado en un anillo metálico con piezómetros insertados dentro de la muestra (como se muestra en la Fig. 13-2a) el nivel de agua en todos los piezómetros se moverá hasta una altura $h + \Delta h$ inmediatamente después de aplicar la carga como se muestra en la Figura 13-2b.¹ La razón para esto es que cuando existe un bajo coeficiente de permeabilidad (como es característico en los suelos finos tales como arcillas), el agua no puede subir instantáneamente fuera de los poros. Es lógico que la carga produzca en la masa de suelo una necesidad de reducir sus vacíos (cambiar volumen) para lo cual es necesario expulsar parte del agua que se encuentra en los poros; sin embargo, se requiere tiempo para causar el flujo del agua pues ese es un proceso retardado. Como el agua no fluye instantáneamente, la carga se traduce en un incremento en la presión de poros — a partir del salto repentino de la altura del piezómetro. A medida que el agua fluye gradualmente fuera de los poros del suelo, la cabeza del piezómetro decae, tal como se muestra en la Fig. 13-2c. Como el agua fluye de un estado de alto potencial (presión elevada) a un estado de bajo potencial y obviamente la superficie libre del agua constituyè el nivel de potencial menor en este sistema, el agua que se encuentre en la masa de suelo fluye hacia la superficie del agua que rodea la masa de suelo. La longitud

¹ Esto es ficticio ya que cualquier cantidad de flujo suficiente para movillizar este Δh de forma que pueda ser visualizado, deshidrataría la muestra. El concepto es correcto esencialmente y ayuda al lector a comprender el proceso.

del camino de flujo es menor para el agua que se encuentra dentro de los poros cercanos a la superficie de la muestra (Fig. 13-2c) donde el agua puede fluir rápidamente hacia afuera, causando una reducción en cabeza más rápida en la parte superior del piezómetro que en la parte inferior localizada en una zona mucho más distante de la superficie libre del agua. Esto es también evidente a partir de la ec. de Darcy:

$$v = ki$$

En la muestra de suelo el agua debe movilizarse Δy . Para desplazarse esta distancia a la velocidad establecida por la ec. de Darcy se requiere un intervalo de tiempo, Δt tal que:

$$\Delta y = \frac{k}{L} \left(\frac{dh}{dt} \right) \Delta t$$

La consolidación (también llamada *consolidación primaria*) se considera completa cuando el nivel de agua en todos los piezómetros regresa a su nivel estático inicial, como se muestra en la Fig. 13-2d. Realmente, después de este momento se produce deformación adicional del suelo; ésta se denomina *consolidación secundaria*. No existe ningún modelo matemático confiable para describir el comportamiento del suelo en consolidación secundaria aunque se conoce que existe y que consiste en un reajuste continuado de la estructura granular por la aplicación de la carga.

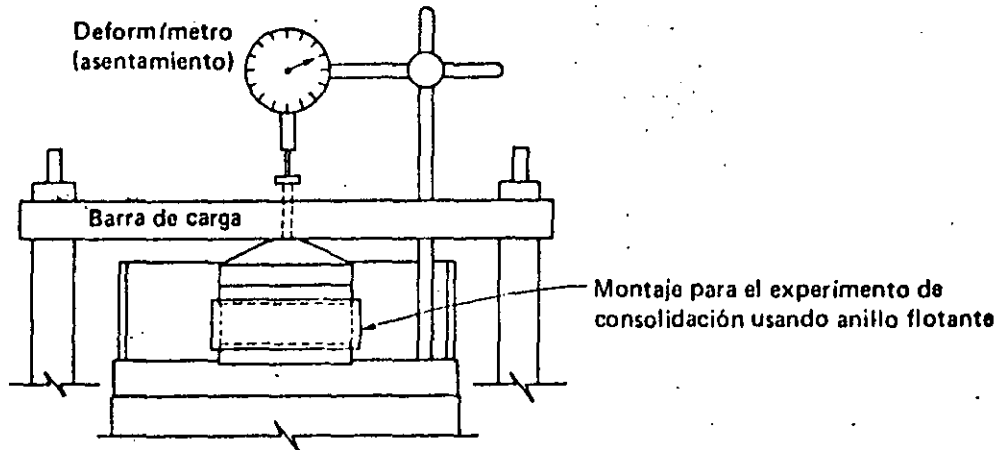
Es posible ahora redefinir la consolidación como *la deformación plástica/reducción en relación de vacíos de una masa de suelos que es función del tiempo y del exceso en presión de poros*.

El ensayo de laboratorio es *unidimensional* por el hecho de que con un anillo metálico para confinar la muestra, no se permite flujo o movimiento de agua en un sentido lateral —todo el flujo de agua y el movimiento del suelo sucede en la dirección vertical. En el terreno ocurre algo de movimiento lateral de agua, igualmente algo de movimiento lateral de suelo. Ninguno de estos efectos es probablemente tan importante cuando se considera el asentamiento global, debido a la consolidación basada en la extrapolación de resultados de laboratorio a la situación de terreno.

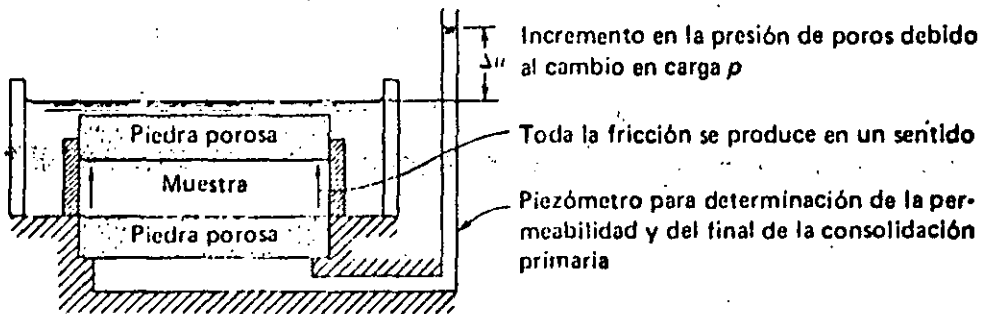
El ensayo de consolidación en el laboratorio se hace sobre una muestra que tiene entre 20 y 40 mm de espesor colocada en un anillo de metal confinante de diámetro entre 45 y 113 mm (100 cm²). Más comúnmente se utilizan diámetros de 63 y 113 mm. El aparato puede tener anillos de tipo *fijo o flotante*. El *anillo fijo* puede utilizarse para medir el coeficiente de permeabilidad¹ de la muestra a medida que se hace el ensayo de consolidación. La ventaja del *anillo fijo* consiste en que reduce la pérdida por fricción a lo largo de las paredes de la muestra entre el suelo y el anillo (Fig. 13-3c) y la velocidad del ensayo es casi cuatro veces mayor. Si se mantienen todas las variables iguales, y en vista de que los defectos de la preparación de la muestra son iguales independientemente del tamaño de la muestra, es posible esperar que las muestras más grandes den porcentajes mayores de confiabilidad. De cualquier forma, el diámetro interno del anillo debería ser por lo menos 6 mm menor que el diámetro de la muestra de tubo respectiva y la relación diámetro/altura > 2.5.

El consolidómetro Anteus se introdujo (ca. 1964) para intentar producir un ensayo de consolidación en el cual la presión de poros dentro de la muestra pudiera controlarse.

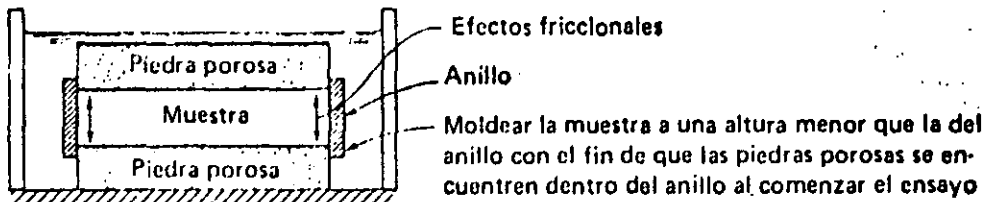
¹Este no es un procedimiento trivial y requiere establecer un montaje de ensayo de permeabilidad con cabeza variable similar al experimento No. 12. Utilizar una bureta de 100 mm con un balón de caucho para controlar la evaporación y hacer un ensayo de cabeza variable entre cada incremento de carga para obtener la relación k vs. e .



(a) Consolidómetro



(b) Consolidómetro de anillo fijo. Puede utilizarse para obtener información sobre permeabilidad durante el ensayo de consolidación si se instala un piezómetro.



(c) Consolidómetro de anillo-flotante.

Figura 13-3

Detalles del montaje de un ensayo de consolidación típico.

Si una muestra proviene de una profundidad de 3 m, por debajo del nivel freático, durante su consolidación debe existir una presión estática de $3 \times 9.807 = 29.42$ kPa y este aparato es capaz de producir esta presión llamada *contrapresión* (o cualquier otro valor de presión).

El ensayo de consolidación se avanza aplicando cargas en una progresión geométrica con una relación incremental, $\Delta p/p = 1$ con una secuencia típica como sigue:

25, 50, 100, 200, 400, 800, 1600 (y algunas veces 3200) kPa.

Una secuencia alternativa de carga, dependiendo del equipo disponible, podría ser:

5, 10, 20, 40, 80, 160, ... etc., kPa

Otras relaciones incrementales de carga pueden utilizarse, pero parece que si dicha relación no es suficientemente grande, el suelo tiende a desarrollar una resistencia interna a la carga y la deformación total de la muestra será menor que la obtenida con una relación incremental de $\Delta p/p = 1$ (como las ilustradas).

Los datos del experimento de consolidación (referirse a la Fig. 13-5) se obtienen del ensayo y se utilizan de la siguiente forma:

1. Peso, dimensiones (altura y diámetro), y contenido de humedad natural inicial del espécimen utilizado en el ensayo, de forma que se pueda calcular la relación de vacíos inicial e_0 y la sección transversal del anillo A , y la altura inicial H_i de la muestra pueda establecerse.

El volumen total de la muestra puede determinarse a partir de H_i y A , pero puede también calcularse como:

$$V_t = V_s + V_w \quad (13-2)$$

donde V_s y V_w son los volúmenes de sólidos y agua respectivamente. El volumen de agua puede calcularse a partir del contenido de humedad si la determinación es confiable, al comienzo del experimento como:

$$V_w = \frac{w \cdot W_s}{G_w \gamma_w} = w W_s \quad (13-3)$$

como la gravedad específica y el peso unitario del agua pueden tomarse como 1.00 sin error apreciable.

El volumen de agua final del ensayo V_{wf} puede conocerse al determinar la cantidad de agua que se evapora en el proceso de secado al horno de la muestra al final del ensayo. En ese momento la saturación S debe ser 100% (aunque podría ser ligeramente menor al comienzo)¹. Este procedimiento de obtención del volumen de agua, y conjuntamente con las dimensiones iniciales de la muestra, el volumen inicial de agua V_w de la ec. (13-3), es preferido por el autor.

La altura equivalente de los sólidos (altura de la masa de sólidos en el diagrama de fases) puede calcularse fácilmente después de secar al horno la pastilla de suelo resultante y conociendo el cambio total en altura ΔH durante el ensayo, de la siguiente forma:

$$H_f = H_{inicial} - \Delta H \quad (\text{altura inicial de la muestra y utilizar las lecturas del deformímetro})$$

$$V_{final} = H_f \times A = H_i \times A + V_{wf} \quad (\text{volumen} = \text{sólidos} + \text{agua}).$$

de lo cual se puede obtener la altura de los sólidos H_s , como:

$$H_s = H_f - \frac{V_{wf}}{A} \quad (13-4)$$

y A = área del anillo de consolidación.

La altura inicial de vacíos puede calcularse como:

$$H_v = H_{inicial} - H_s \quad (13-5)$$

y la relación de vacíos inicial e_i , es:

$$e_i = \frac{H_v}{H_s} \quad (13-6)$$

Un control adicional del valor calculado de H_s se obtiene si se conoce la gravedad específica de los suelos; a manera de alternativa, se puede calcular G_s de H_s y el peso de sólidos W_s y si el valor no es razonable, es posible intentar algún método de reconciliación entre los diferentes ítems de información del ensayo para obtener valores razonables tanto de H_s como de G_s .

2. La cantidad de deformación producida a la muestra bajo una carga dada se registra como parte de los datos del ensayo a diferentes intervalos de tiempo. Esta información se obtiene ajustando un deformímetro de carátula (con precisión de 0.01 mm/división-recomendación del autor; la ASTM sugiere 0.0025 mm/división, pero esto puede ser demasiado preciso, como se comentó antes) para tomar mediciones de la deformación de la muestra

¹ Debido a que tanto la expansión debida a la descarga de los esfuerzos naturales en el campo como la descarga consecuente en la presión del agua, permiten la expansión del aire en solución al agua de los poros.

a ciertos intervalos de tiempo. El intervalo de tiempo total para consolidar la muestra bajo un incremento de carga dado puede ser entre 24 y 48 horas o más y para poder dar a todas las lecturas la misma importancia los gráficos se presentan usualmente en una gráfica semilogarítmica de lectura del deformímetro (DR) contra tiempo (tiempo en la escala logarítmica) en minutos para cada incremento de carga. La mayor parte de la compresión total de la muestra ocurre en los primeros instantes después de la aplicación de la carga, por consiguiente es necesario dar a esta parte de la curva tanta importancia como la que se da a la parte final de la curva.

Algunas veces los datos tiempo-asentamiento se presentan como una gráfica de lectura del deformímetro contra $\sqrt{\text{tiempo}}$ (nuevamente en minutos). Este método de presentación de la información se debe a D.W. Taylor, quien encontró que producía resultados razonablemente confiables para las arcillas del área de Boston, Massachusetts.

Es importante observar que una gráfica de la deformación del dial contra el tiempo es igual a una gráfica de compresión de la muestra contra el tiempo, ya que las diferencias entre dos lecturas consecutivas del deformímetro determina la compresión de la muestra en el intervalo de tiempo correspondiente.

A partir de una gráfica de lecturas del deformímetro contra logaritmo del tiempo (o $\sqrt{\text{tiempo}}$), como se muestra en las Figs. 13-6a y 13-6b, se puede obtener D_{100} (la lectura correspondiente al 100% de consolidación, o $U = 100\%$), D_0 , D_{50} , y los tiempos correspondientes t_{100} , t_{50} , etc. para que esto ocurra, y para cada incremento de carga.

- Para obtener D_{100} (el cual se define arbitrariamente) a partir de la lectura de deformación contra logaritmo del tiempo, es necesario dibujar tangentes en la parte central y final de la curva como se muestra en la Fig. 13-6a. En la intersección de las tangentes, proyectar horizontalmente hasta el eje de las ordenadas para leer D_{100} . Para obtener t_{100} (el tiempo al cual ocurre esta cantidad de compresión), se debe proyectar horizontalmente desde la intersección de las tangentes hasta la curva, luego verticalmente hacia abajo hasta el eje de las abscisas para registrar el valor de tiempo correspondiente. Este método es bastante arbitrario pero es ampliamente, si no universalmente utilizado. Se basa en la suposición de que la parte final de la curva que define la compresión secundaria del material es lineal como lo es la parte interior de la curva de consolidación primaria, de forma que la discontinuidad en la curva se presenta a D_{100} .
- Para obtener D_0 (la lectura teórica del deformímetro en $t = 0$ ya que es imposible en un gráfico semilogarítmico localizar el punto para $t = 0$) en el gráfico semilogarítmico, si la parte inicial de la curva es parabólica, seleccionar un tiempo t_1 y un tiempo $t_2 = 4 t_1$. Medir la ordenada y , desde t_1 hasta t_2 sobre la curva y desplazar este mismo valor y , verticalmente encima de t_1 . Dibujar una línea horizontal sobre este punto y llamar el intercepto de esta línea con el eje de las lecturas de deformímetro D_0 (Fig. 13-6a). Resultados ligeramente más refinadas pueden obtenerse utilizando otros puntos a lo largo de la curva para t_1 y t_2 y determinar la línea horizontal a través del promedio de los valores obtenidos de esa forma. Si este valor de D_0 es considerablemente diferente de la lectura obtenida a t_0 (la cual supuestamente D_0 debe representar) o si la parte inicial de la curva no es parabólica, se debe utilizar la lectura real del deformímetro en $t = 0$ como D_0 . Con D_0 y D_{100} establecidas es posible obtener la lectura de deformímetro correspondiente al 50% de consolidación D_{50} como:

$$D_{50} = \frac{D_0 + D_{100}}{2} \quad (13-7)$$

- Para hacer una gráfica de lectura del deformímetro contra $\sqrt{\text{tiempo}}$, se debe obtener el tiempo correspondiente a cada lectura del deformímetro; es decir, si $t = 25$ minutos, $\sqrt{\text{tiempo}} = \sqrt{25} = 5$, valor éste que debe dibujarse contra la correspondiente lectura de deformímetro para los 25 minutos. Esto debe hacerse para las restantes lecturas de tiempo y las correspondientes lecturas de deformímetro. Para encontrar D_0 , Taylor recomendó dibujar una línea recta a través de los primeros puntos dibujados (por ejemplo, 6 a 8) y extender esta línea hasta que intercepte el eje de la lectura de deformímetro, como se muestra en la Fig. 13-6b (línea A). Esta intersección con el eje de las ordenadas establece D_0 .

A continuación, tomar una abscisa cuyo valor sea 15% mayor que el valor obtenido al interceptar la continuación del tramo recto de la parte inicial de la curva de lectura de deformación contra $\sqrt{\text{tiempo}}$ y el eje del tiempo, y a partir del punto D_0 dibujar una línea recta que pase por este punto (como la línea B de la Fig. 13-6b). Continuar colocando sobre el gráfico los valores de la lectura de deformación contra $\sqrt{\text{tiempo}}$ y dibujar una curva suave utilizando un curvógrafo para la parte final de la gráfica. Cuando la curva dibujada cruce la línea B (la línea 1.15 desplazada), el valor de la ordenada se toma arbitrariamente como D_{90} . Es posible a continuación calcular D_{100} como:

$$D_{100} = D_0 - \frac{10}{9}(D_0 - D_{90}) \tag{13-8}$$

Con D_{100} conocido, puede obtenerse el valor de D_{50} utilizando la ec. (13-7).

- d. El valor de t_{50} o $\sqrt{\text{tiempo}}_{50}$ puede obtenerse a partir de la curva de lectura de deformación contra tiempo entrando con el valor D_{50} encontrado a partir de la ec. (13-7). Otros valores para D y sus correspondientes valores de tiempo pueden encontrarse de una forma similar para cada curva (para cada incremento de carga). La única razón para encontrar D_0 es la de determinar el valor de tiempo para varios porcentajes de consolidación (a menudo se utiliza el símbolo U).

El tiempo para el 50% de la consolidación, t_{50} (usualmente) o cualquier otro tiempo podrá utilizarse para encontrar el coeficiente de consolidación c_v :

$$c_v = \frac{TH^2}{t} \tag{13-9}$$

donde T = factor de tiempo (0.197 para $U = 50\%$), dado en la Tabla 13-1 para dos casos de presión de poros

t = tiempo para el correspondiente factor de tiempo T (si $T = 0.197$, utilizar el tiempo transcurrido correspondiente a $t = t_{50}$)

H = longitud promedio para el máximo camino de drenaje durante el incremento de carga dado (y la muestra es doblemente drenada, H será igual a la mitad de la altura promedio de la muestra durante la aplicación del incremento de carga dado).

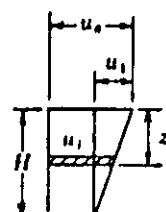
Tabla 13-1 Factores de tiempo para las distribuidores de presión indicadas

$U(\%)$	Caso I	Caso II
0	0.000	0.000
10	0.008	0.048
20	0.031	0.090
30	0.071	0.115
40	0.126	0.207
50	0.197	0.281
60	0.287	0.371
70	0.403	0.488
80	0.567	0.652
90	0.848	0.933
100		



$$u_1 = u_0$$

Caso I



$$u_1 = u_0 - u_1 \frac{z}{H}$$

Caso Ia



$$u_1 = u_0 \sin \frac{\pi z}{H}$$

Caso II

La distribución de presión de poros para el caso I usualmente se supone para el caso Ia.

El coeficiente de consolidación se presenta usualmente en una gráfica como c_v contra logaritmo de la presión p , generalmente en la misma gráfica de relación de vacíos contra logaritmo de la presión a una diferente escala de ordenada (natural). Algunas personas la dibujan como un promedio para los incrementos de carga; sin embargo, la curva es usualmente muy errática debido a las limitaciones en la teoría, y debido al método de obtención de H en la ec. (13-9), parece razonable dibujar c_v contra el correspondiente incremento de carga tal como se muestra en la Fig. 13-9.

- e. La pendiente de la rama secundaria de la curva de asentamiento contra logaritmo del tiempo está relacionada con la fluencia o *consolidación secundaria*. Esta pendiente es aproximadamente constante para un suelo dado y este hecho se puede considerar para obtener D_{100} para incrementos de carga cuya aplicación se suspendió mientras la muestra se encontraba solamente al final de la consolidación primaria. La pendiente de la rama secundaria de la curva puede utilizarse para calcular el coeficiente de compresión secundaria C_α para estimativos de compresión secundaria como: (ver Fig. 13-6a).

$$C_\alpha = \frac{\Delta H}{\log t_2/t_1} \quad (13-10)$$

3. Es posible hacer relaciones graficadas entre:

Relación de vacíos contra presión

Deformación unitaria contra presión

- a. *Gráfica de la relación de vacíos e contra la presión.* Esta gráfica puede hacerse bien utilizando el logaritmo de la presión (Fig. 13-9) o bien como una representación aritmética (Fig. 13-8).

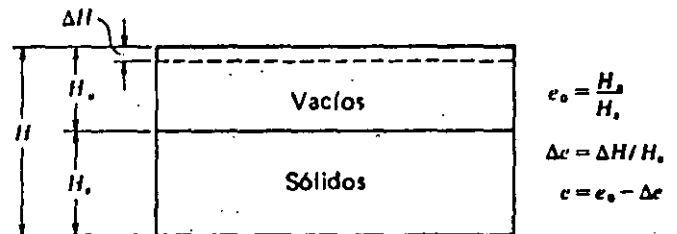


Figura 13-4
Relaciones entre el cambio en relación de vacíos y la altura.

De la Fig. 13-4 es evidente que mientras el esqueleto del suelo se deforma, como resultado de una disminución de los vacíos, la cantidad total de sólidos permanece constante. Por consiguiente, la relación de vacíos inicial, e_i , es:

$$e_i = \frac{H_v A}{H_s A} = \frac{H_v}{H_s}$$

En cualquier otro incremento de carga, la relación instantánea de vacíos e es:

$$e = \frac{(H_v - \Delta H) A}{H_s A} = e_i - \frac{\Delta H}{H_s}$$

$$\text{ó } e = e_i - \Delta e$$

El cambio de altura ΔH se obtiene a partir de las lecturas de deformímetro para cada incremento de carga; así, el cambio en relación de vacíos se puede calcular fácilmente.

De una gráfica aritmética de e contra presión es posible obtener el *coeficiente de compresibilidad* a_v como (Fig. 13-8):

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p} \quad (\text{usualmente se desprecia el signo negativo}) \quad (13-11)$$

y el *coeficiente de compresibilidad volumétrica* m_v , como:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} \quad (13-12)$$

Nótese que la unidad de m_v es recíproco del módulo de elasticidad y la inspección de a_v y m_v indican que si se interpretan:

$$\frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{\Delta L}{L} = \epsilon \quad (\text{deformación unitaria})$$

y p = presión

$$E = \frac{\Delta p}{\epsilon} \quad \text{ó} \quad \frac{1}{E} = \frac{\epsilon}{\Delta p} = m_r$$

De la gráfica semilog (el método más común de representación de los datos) de la relación de vacíos contra log presión (como en la Fig. 13-9), se obtiene de la parte recta el índice de compresión C_c como:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log p_2/p_1} \quad (\text{despreciar el signo negativo}) \quad (13-13)$$

y de la rama de descarga de la curva se obtiene el índice de expansión C_e como:

$$C_e = \frac{\Delta e_s}{\log p_2/p_1} \quad (13-14)$$

El índice de recompresión C_r se obtiene de la rama de recompresión como:

$$C_r = \frac{\Delta e_s}{\log p_2/p_1} \quad (13-15)$$

Nótese que en las tres ecuaciones si la pendiente se extiende sobre un ciclo del papel logarítmico, la relación $\log p_2/p_1 = \log 10 = 1$ y por consiguiente solo es necesario obtener el valor de Δe para un ciclo de la gráfica como valor numérico del coeficiente.

- b. *Gráfica de la deformación unitaria e contra log presión.* Este método de presentar la información es relativamente reciente y tiene la ventaja particular de dibujar la información a medida que el ensayo avanza. El gráfico típico se muestra en la Fig. 13-10 y es idéntico en forma a la curva e contra $\log p$ de la Fig. 13-9. La pendiente de la parte recta de la curva se denomina *relación de compresión* C'_c y se define como:

$$C'_c = \frac{\Delta e}{\log p_2/p_1} \quad (13-16)$$

La pendiente de la rama de recompresión puede llamarse *relación de recompresión* C'_r y la pendiente de la rama de expansión puede llamarse *relación de expansión* C'_e , con valores análogos a C_c y C_e .

- En general, utilizar las lecturas inicial y final del deformímetro en cada incremento de carga para calcular o la deformación unitaria o el cambio en relación de vacíos. Utilizar D_0 y D_{100} para obtener t_{50} para los cálculos del coeficiente de consolidación.
- Cuando la curva de relación de vacíos contra log presión o de deformación unitaria contra log presión se ha dibujado, se encontrará que si el ensayo fue hecho sobre una muestra inalterada traída del terreno, tendrá una curva característica como la del punto 0 de la Fig. 13-10. Esta forma característica se atribuye a la descarga de la muestra de su presión geostática o sobre carga natural debido al peso propio cuando se le remueve del terreno. Esta conclusión se ha obtenido al observar la forma similar de la curva en procesos de descompresión y recompresión de muestras durante el ensayo de consolidación en el laboratorio tal como se ilustra en la Fig. 13-9.

De esta observación, Casagrande (1936) propuso que la presión de preconsolidación podría estimarse como sigue (ver Fig. 13-9):

- En el punto de mayor curvatura, estimado al ojo, dibujar una tangente a la curva.
- Por este punto de tangencia, dibujar una línea horizontal tal como la línea $O-C$ de la Fig. 13-10.
- Bisectar el ángulo formado en los pasos a y b anteriores.
- Extender la parte recta de la línea e contra $\log p$ (o ϵ contra $\log p$) hasta que intercepte la línea bisectriz del ángulo.

- e. Trazar una línea vertical hasta el eje de las abscisas, y leer el valor de la presión p correspondiente. Si $p = p_0$, la presión geostática calculada, el suelo se encuentra *normalmente consolidado*. Si $p > p_0$, el suelo está *preconsolidado* y este valor de p debería identificarse como p_c , o sea la presión de consolidación.
- f. Sobre la curva e - $\log p$ puede estimarse la relación de vacío in-situ e_0 como:
- (1) Suelo normalmente consolidado; sobre la curva e - $\log p$ en p_0 .
 - (2) Suelo preconsolidado; en la intersección de las líneas que definen p_c (como el punto B de la Fig. 13-10 utilizada para ilustración de la localización) como se muestra en la Fig. 13-9. Nótese cuidadosamente que el valor de la relación de vacíos inicial de la muestra del experimento e_i es generalmente mayor que la relación de vacíos in-situ e_0 , aunque en la mayoría de la literatura no existe una distinción clara entre estos dos valores.

Procedimiento *Esta es una práctica de clase*

1. Moldee cuidadosamente una muestra dentro de un anillo de consolidación (usé la muestra dada por el instructor).¹

Opcional: De la raspadura obtenida en el proceso de moldeo tomar una muestra representativa y utilizarla para determinación del contenido de humedad. Determinar la gravedad específica G_s .

Pesar la muestra y determinar la altura H_i y el diámetro de la muestra. *Nota:* después de moldear la muestra a las dimensiones nominales (y/o utilizar el disco espaciador), registrar su espesor con una precisión de 0.01 mm (0.0001"), es decir, 20.00 mm (0.8000") u otra dimensión.

2. Colocar cuidadosamente la muestra de suelo en el consolidómetro con una piedra porosa saturada colocada sobre cada cara. Asegurarse de que las piedras porosas entren en el anillo de forma que el ensayo pueda avanzar satisfactoriamente.

Colocar el consolidómetro en el aparato de carga y ajustar el deformímetro de carátula; recordar que debe permitirse una posible compresión de la muestra de 4 a 12 mm.

Aplicar una carga de inicialización de 5 (para suelos blandos), a 10 (para suelos firmes) kPa. Verificar nuevamente que las piedras porosas no se apoyen sobre el anillo. Colocar el deformímetro de carátula en 0 (dejar esta carga de inicialización sobre el suelo).

3. En el momento conveniente, aplicar el primer incremento de carga (carga adicional suficiente para desarrollar el primer incremento de carga) y simultáneamente tomar lecturas de deformación a tiempos transcurridos de

0.25, 0.50, 1, 2, 4, 8, 15, 39, 60, 120 min, a continuación por ejemplo, 4, 8, 16, horas, etc.

y hasta que haya muy poco cambio en la curva (lectura de deformación contra $\log t$).

En laboratorios para estudiantes y si se utiliza una muestra de consolidación rápida, se puede modificar la secuencia de lecturas para cambiar las cargas a 30, 60 ó 90 min, o tan pronto como el gráfico de los datos indique que la muestra se encuentra dentro de la rama secundaria de su curva de consolidación.

4. Después de 24 horas o como se haya establecido, o cuando el ΔH entre dos lecturas sea suficientemente pequeño, cambiar la carga al siguiente valor y nuevamente tomar lecturas a intervalos de tiempo controlados como en el paso 3 anterior.

Si se utiliza el experimento de laboratorio "rápido" en el tercero y cuarto incremento de carga, tomar suficiente tiempo en lecturas para establecer una pendiente adecuada para la consolidación secundaria que puede ser utilizada en los otros incrementos.

¹ El autor recomienda preparar una muestra de arena fina limosa, la cual se consolidará entre 30 minutos y una hora de manera que el ensayo puede ser hecho durante un día. La muestra no tendrá una presión de preconsolidación, pero todos los demás aspectos del ensayo de consolidación podrán ser apreciados. Los cursos avanzados pueden hacer el ensayo en una forma real.

5. Continuar cambiando cargas tomando lecturas de deformación contra tiempo discurrido a través de todo el rango de cargas del consolidómetro (o hasta que arbitrariamente se determine).
6. Colocar la muestra (incluyendo todas las partículas que se hayan exprimido fuera del anillo) en el horno al final del experimento para encontrar el peso de los sólidos W_s y lograr el cálculo del volumen final de agua V_{wf} . Comparar W_s con el valor calculado en el paso 1 (si se hizo la determinación del contenido de humedad).
7. Dibujar las curvas de lectura de deformación contra log tiempo. Encontrar D_0 , D_{100} y D_{50} y los correspondientes t_{50} para cada incremento de carga y mostrar los valores sobre todas las curvas. Dibujar en papel semilogarítmico de cinco ciclos más de un incremento de carga en cada hoja, cuidándose de no sobrecargar excesivamente la gráfica. Referirse a las Figs. 13-5 a 13-10 para los cálculos y el método de presentar la información.
8. *Opcional:* Dibujar la curva de lectura del deformímetro contra $\sqrt{\text{tiempo}}$ para dos incrementos de carga cualesquiera y encontrar D_0 , D_{100} , D_{50} y el correspondiente t_{50} . Comparar t_{50} con el obtenido en el paso 7 y hacer los comentarios que considere apropiados en el informe si hay una gran discrepancia.
9. Utilizando los formatos para lecturas de deformación contra tiempo, los cálculos para e_0 , H_s , completar el formato titulado "Hoja de cálculos para e y c_v " (referirse a la Fig. 13-7).
10. Dibujar bien a , b o ambos según lo decida el instructor.
 - a. Calcular la deformación unitaria para cada incremento de carga como:

$$e = \frac{\Sigma \Delta H}{H_1}$$

donde $\Sigma \Delta H$ es la deformación acumulada a través de cualquier incremento de carga. Dibujar la deformación unitaria contra log P y obtener la relación de compresión C'_c , y calcular el índice de compresión como:

$$C_r = C'_c(1 + e_0)$$

y mostrar ambos valores sobre el gráfico e contra log P .

- b. Calcular e_0 , e_1 y hacer la gráfica de e contra log P y calcular el índice de compresión, C'_c . Mostrar este cálculo sobre la gráfica junto con la forma de obtención de los valores para el cálculo (coordenadas de la curva).
11. Sobre la curva del paso 10, seleccionar una buena escala de ordenadas y dibujar c_v contra log P utilizando la parte derecha de la hoja del gráfico para definir la escala de c_v . No utilizar una escala demasiado grande de forma que se disminuya la importancia de la curva e (o ϵ) contra log P . Asegurarse de utilizar una escala que indique razonablemente $c_v = \text{constante}$ (lo cual es una suposición esencial en la teoría de consolidación).
12. De la curva e (o ϵ) contra log P encontrar la presión de consolidación (si es aplicable).
13. Demostrar que $C'_c = \frac{C_r}{1 + e_0}$.

EXPERIMENTO DE CONSOLIDACION

Formato 14

Proyecto DATOS PARA EL MANUAL DE LAB. Trabajo No. _____

Localización del Proyecto UNIV. DE BRADLEY Perforación No. _____ Muestra No. _____

Descripción del Suelo ARCILLA AZUL CON ARENA MUY FINA Profundidad de la Muestra _____

Realizado por J. E. B Fecha de la práctica 11/23-29/76

Consolidómetro Tipo ANILLO FLOTANTE Anillo No. S1-1

Relación de amplificación del sistema de Carga 27:1 (TIPO HIDRAULICO)

Dimensiones del anillo: Diám. ions: Diam. 62.14 mm Area, A 30.33 cm² Altura 24 mm

Altura inicial del Suelo, H_i 20.00 mm

Gravedad específica del suelo, $G_s =$ _____

Peso del anillo + muestra al comienzo del experimento = 292.02 g

Peso del anillo = 164.90

Peso del suelo húmedo, $W_t =$ 127.12

Peso de suelo seco calculado, $W'_s =$ _____

Peso de suelo seco al horno, $W_s =$ 99.70 g

Altura de sólidos calculada^b, $H_s =$ $[2(30.33) - (0.364 \times 30.33 + 16.75)] / 30.33 = 1.084$ cm

Altura inicial de vacíos, $H_v = H_i - H_s =$ $2.000 - 1.084 = 0.916$ cm

Grado de saturación inicial, $S_i = (W_t - W_s) / (H_v A) =$ $(127.12 - 99.70) / (0.916 \times 30.33) = 0.987$

Relación de vacíos inicial, $e_i = H_v / H_s =$ $0.916 / 1.084 = 0.845$

Datos finales del experimento (obtejidos al final del experimento)

Lectura inicial del deformímetro 0.00

Lectura final del deformímetro $3.64 \times 0.01 = 3.64$ mm

Cambio en altura de la muestra 0.364 cm

Altura final de vacíos, $H_{vf} =$ $16.75 / 30.33 = 0.552$ cm

Relación de vacíos final, $e_f = H_{vf} / H_s =$ 0.509

Determinación del Contenido de Humedad	
Peso de lata + suelo húmedo =	<u>~</u>
Peso de lata + suelo seco =	<u>~</u>
Peso de la lata =	<u>~</u>
Peso del agua =	<u>~</u>
Peso del suelo seco =	<u>~</u>
Contenido de humedad inicial, $w_i =$	<u>~</u>

Determinación del Contenido de Humedad Final	
Peso final de anillo + suelo húmedo ^a	<u>281.35 g</u>
Peso final de anillo + suelo seco	<u>264.60</u>
Peso de suelo seco al horno, W_s	<u>164.90</u>
Contenido de humedad final, W_f	<u>99.70 g</u>
Grado de saturación final, S	<u>100 (assumed) %</u>

^aObtenido de los datos finales sobre contenido de humedad

^bUsar G_s o los datos finales de contenido de humedad para $S = 100\%$

^cAsegurarse de incluir cualquier cantidad de suelo que se haya podido extruir del anillo al consolidómetro.

Figura 13-5

Datos del ensayo de consolidación.

(a) Datos preliminares del ensayo de consolidómetro.

EXPERIMENTO DE CONSOLIDACION (Datos de Compresión—Tiempo)

Formato 15

Proyecto DATOS PARA EL MANUAL DE LAB. Trabajo No.

Localización del Proyecto UNIV. DE BRADLEY Perforación No. Muestra No.

Descripción del Suelo ARCILLA AZUL CON ARENA MUY FINA Profundidad de la Muestra

Realizado por K. M. & M. C. Fecha de la práctica NOV. 23-29/76

Datos del Ensayo de Carga

Carga 100 kPa

Carga 200 kPa

Fecha de aplicación 11/25/76

Fecha de aplicación 11/26/76

Aplicada por K.M.

Aplicada por M.C.

Fecha y hora en el reloj	Tiempo transcurrido min.	Lecturas del deformímetro $\times 10^{-2}$ mm/div.	
		Original	Ajustado
11-25 8:27	0	59	0.59 mm
	0.1	66	
	0.25	67.5	
	0.5	69.5	
	1	70	
	2	72	
	4	73	
	8	75	
	15	78	
	30	80	
	60	83.5	
10:27	120	88.5	
12:43	256	94.0	
3:27	420	97	
11-26 8:04	1417	98	0.98 mm

Fecha y hora en el reloj	Tiempo transcurrido min.	Lecturas de deformímetro $\times 10^{-2}$	
		Original	Ajustado
11-26 8:04	0	98	
	0.1	109.5	0.11 mm
	0.25	112	
	0.5	113.5	
	1	116	
	2	117.5	
	4	120	
	8	123.5	
	15	127	
	30	132.5	
	60	138	
10:04	120	143.5	
12:00	256	148	
5:43	579	151	
11-27 7:34	1410	152	1.52 mm

*Poner aquí las subdivisiones del deformímetro, 0.01 mm/div., etc.

(b) Datos para dibujar la curva de lectura del deformímetro vs. tiempo mostrada en la Fig. 13-6.

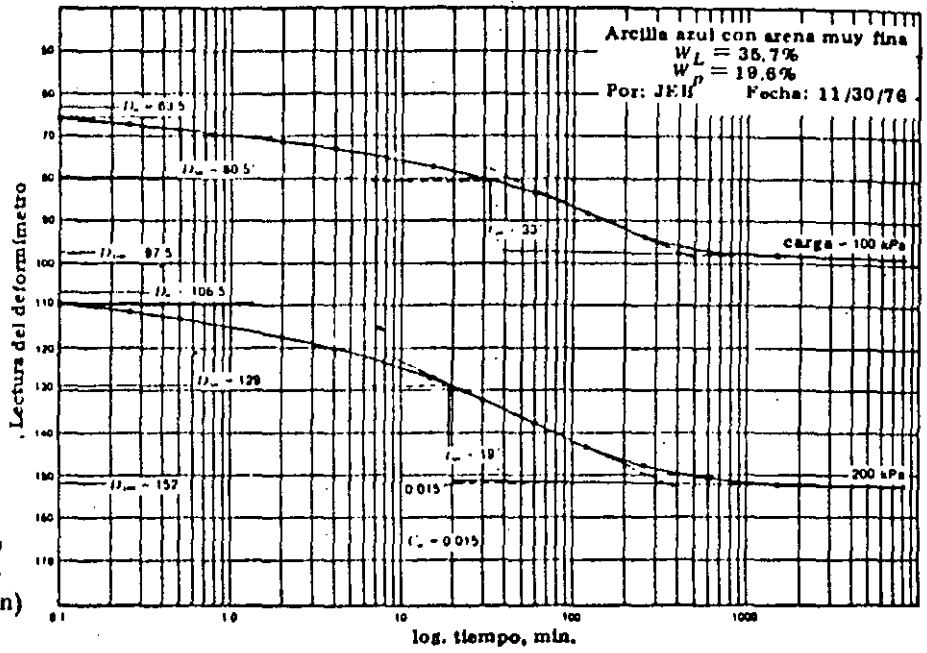
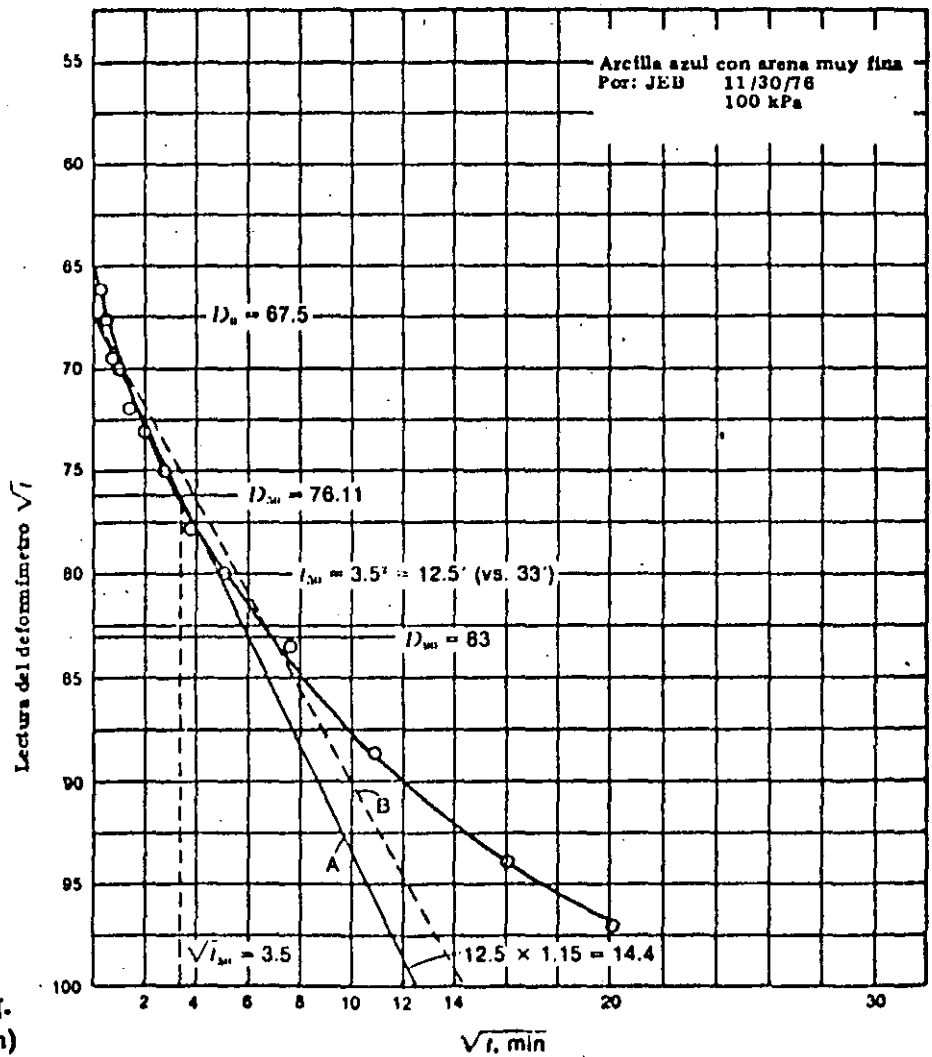


Figura 13-6
 Curvas de lectura del deformímetro vs. tiempo
 (a) Lectura del deformímetro vs. log tiempo (min)



(b) Lectura del deformímetro vs. \sqrt{t} tiempo (min)

Experimento trece

Memoria de Cálculos

De la línea 2 de la Fig. 13-9 (carga = 25 kPa)

Lectura inicial del deformímetro = 0.00 cm

Lectura final del deformímetro = 0.032 cm ($32 \times 0.01 \times 0.1$)

$$\Delta H = 0.032 \text{ cm}$$

$$\Delta e = \frac{H}{H_i} = \frac{0.032}{1.084} = 0.0296 \rightarrow 0.030 \quad (\text{exactitud de la gráfica})$$

$$e = e_i - \Delta e = 0.845 - 0.030 = 0.815$$

$$\epsilon = \frac{\Delta H}{H_i} = \frac{0.032}{2.00} = 1.6 \times 10^{-2}$$

$$\text{Altura promedio} = H_i - \frac{(\Delta H_i - 1 + \Delta H)}{2}$$

$$= 2.00 - \frac{0.00 + 0.032}{2} = 1.984 \text{ cm}$$

$$c_r = \frac{0.197H^2}{t_{90}} = \frac{0.197(1.984/2)^2}{10.0} = 0.0194 \text{ cm}^2/\text{min} \quad (\text{drenaje en dos sentidos})$$

De la línea 4 (carga = 100 kPa)

Lectura inicial del deformímetro

Lectura final del deformímetro = 59 = 0.059 cm

= 98 = 0.098 cm

$$\Delta H = 0.098 \text{ cm}$$

$$\Delta e = \frac{0.098}{1.084} = 0.090$$

$$e = 0.845 - 0.090 = 0.755$$

$$\epsilon = \frac{0.098}{2.00} = 4.9 \times 10^{-2}$$

$$\text{Altura promedio} = 2.00 - \frac{0.059 + 0.098}{2} = 1.922 \text{ cm}$$

$$c_r = \frac{0.197(1.922/2)^2}{33.0} = 0.0055 \text{ cm}^2/\text{min}$$

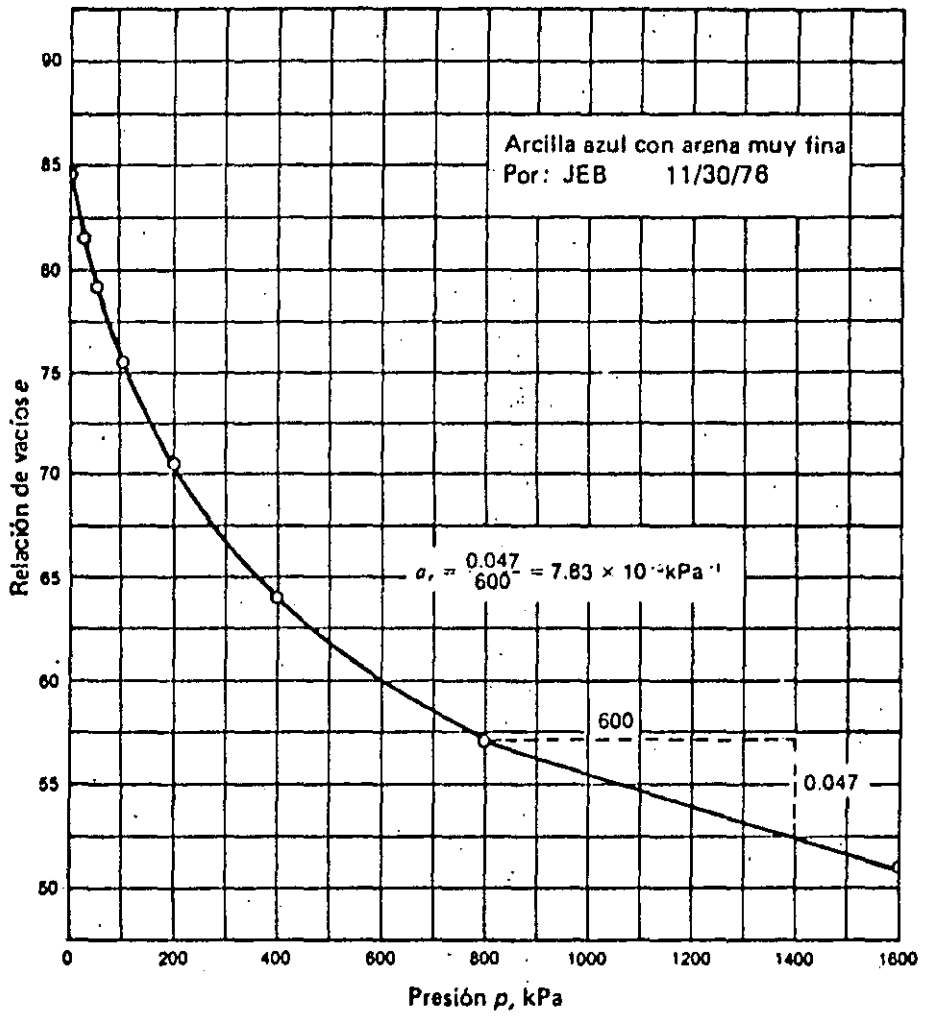


Figura 13-8
Gráfica de e vs. p (kPa) de los datos de la Fig. 13-7

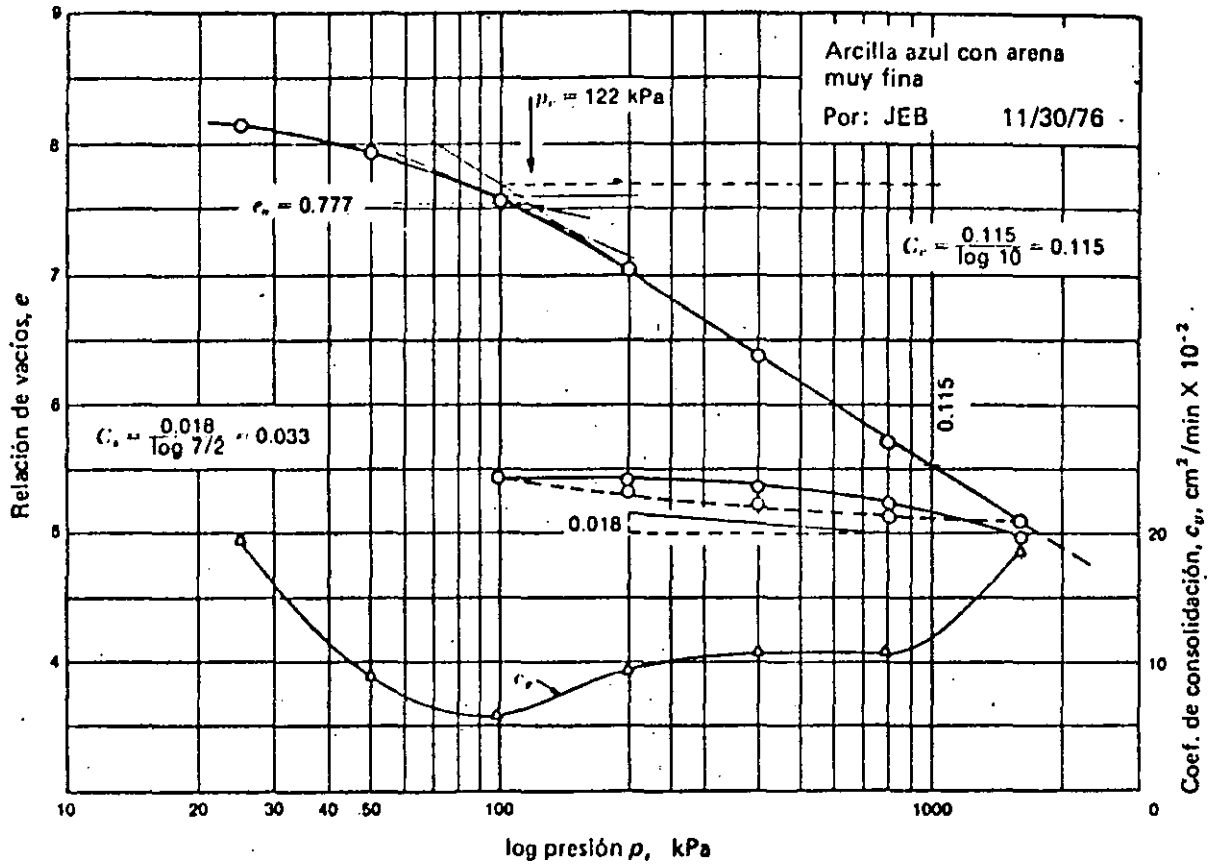


Figura 13-9

Gráfica de e vs. $\log p$ y c_v vs. $\log p$ usando los datos de la Fig. 13-7.

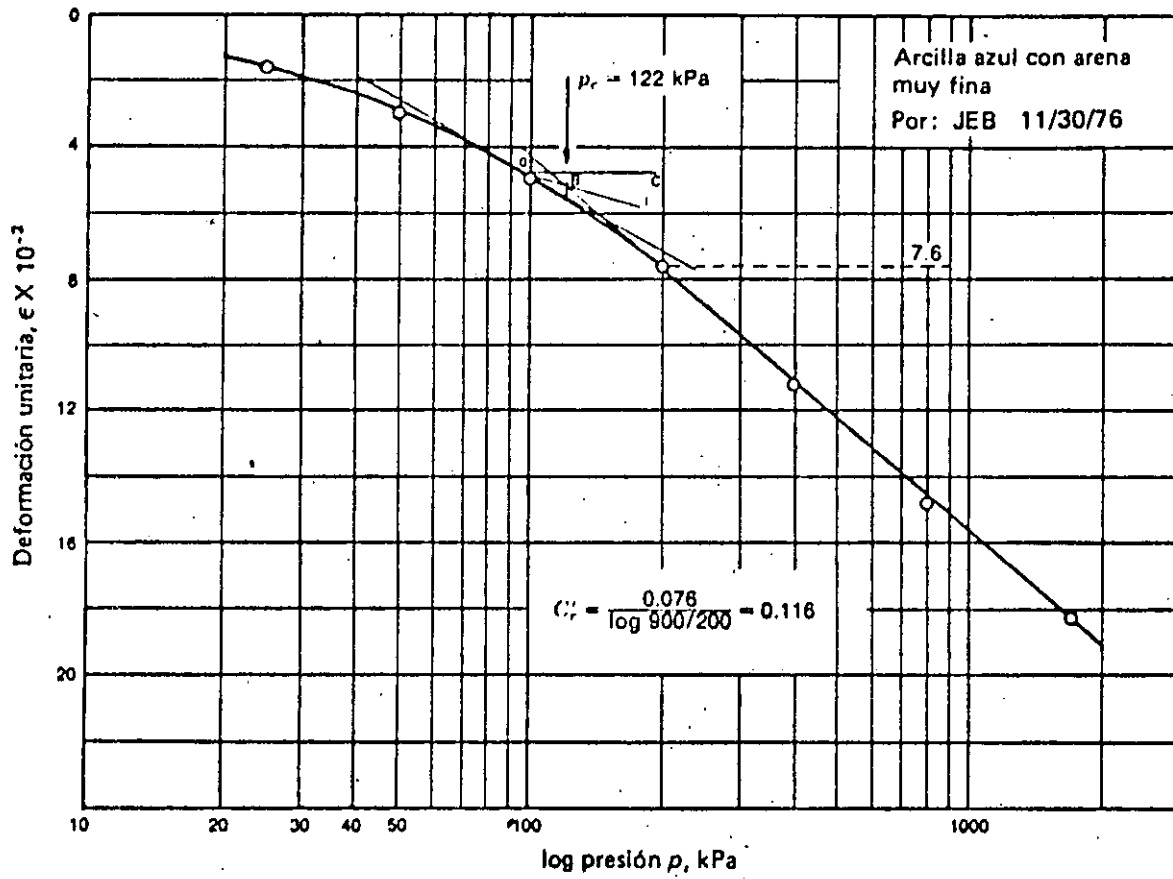


Figura 13-10

Gráfica de la deformación unitaria ϵ vs. $\log p$ usando los datos de la Fig. 13-7

Experimento N° 15

ENSAYO TRIAXIAL—SIN MEDICION DE PRESION DE POROS

Referencias

AASHTO T234-70

ASTM D2850-70

ASTM (1949-50), Ensayos Triaxiales de Suelos y Mezclas Bituminosas, *STP No. 106*.

ASCE (1960), Conferencia de Investigación Sobre Suelos Cohesivos, Boulder, Colorado, *Proceedings*.

Silver, M. L., y T. K. Park (1975), Efectos del Procedimiento del Ensayo en Comportamiento Dinámico del Suelo, *J. Geotechnical Div., ASCE, GT 10*, Octubre, pp. 1061-1083.

Objetivo

Introducir al estudiante al procedimiento básico para determinar los parámetros de suelos ϕ y c del suelo. Se incluyen métodos para suelos cohesivos y suelos no cohesivos.

Equipo

Máquina de compresión (deformación unitaria controlada)

Cámara triaxial (referirse a las Fig. 15-1 a 15-3)

Molde para la muestra, membrana de caucho, expansor de la membrana, bandas de caucho para ajustar la membrana, y piedras porosas.

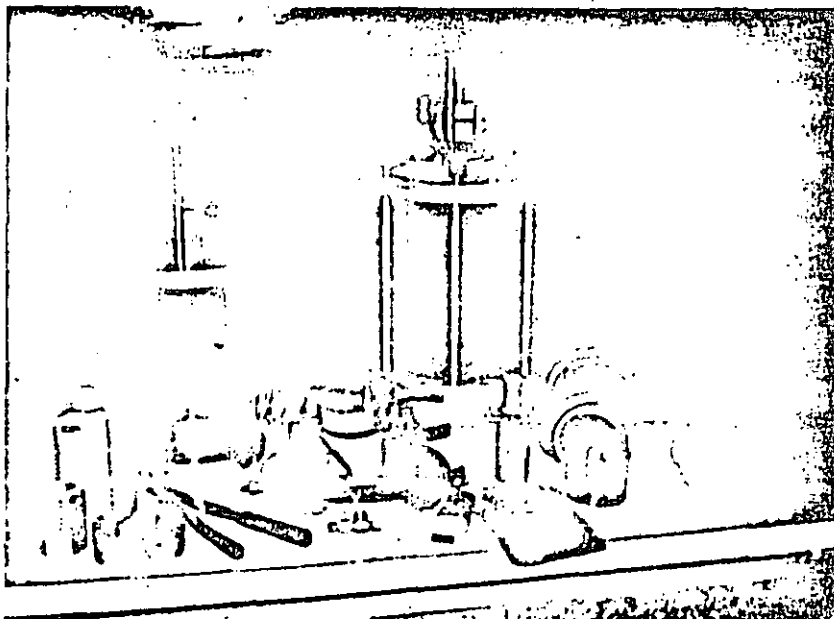
Bomba de vacío y fuente de presión de aire

Calibradores

Equipo para moldear la muestra a partir de muestras de tubo (opcional)

Figura 15-1

Cámaras triaxiales y equipo periférico. Se muestran dos tipos de cámaras triaxiales: la de tipo ajuste-rápido, se muestra desarmada, es preferida para la mayoría de trabajos que requieran presión máxima de cámara de alrededor de 5 kg/cm^2 . A la izquierda se aprecian dos camisas desarmables usadas para horizontalizar las superficies extremas en muestras de suelos cohesivos. A la derecha se ven dos aparatos expansores de membranas para suelos cohesivos o no-cohesivos. Se muestra también equipo misceláneo como espátulas, compactador de muestras, y sierras de moldeo.



Exposición General

Leer la "Exposición general" de los experimentos No. 14 y No. 16.

De una inspección del aparato triaxial (ver también Figs. 15-1 y 15-2), el estudiante debería ser capaz de concluir que este equipo puede permitir el establecimiento de cualquier estado en el fluido de los poros, desde un estado negativo (o vacío) hasta un estado completamente saturado con exceso de presión de poros en el fluido. Las condiciones *drenadas* o *no drenadas* se pueden investigar. Para un ensayo *drenado*, a medida que se aplica la carga al espécimen de suelo, se puede permitir que el fluido de los poros escape abriendo la válvula apropiada. Un ensayo *no drenado* puede hacerse cerrando el sistema de suelo a la atmósfera de forma que nada del fluido de los poros pueda escapar durante el ensayo. Para la mayoría de las personas el término *ensayo drenado* significa que la válvula adecuada se abre de forma que el fluido de los poros pueda escapar. Sin embargo, estrictamente hablando, un ensayo drenado es aquél en el cual se abre la válvula adecuada de drenaje del fluido de los poros y la

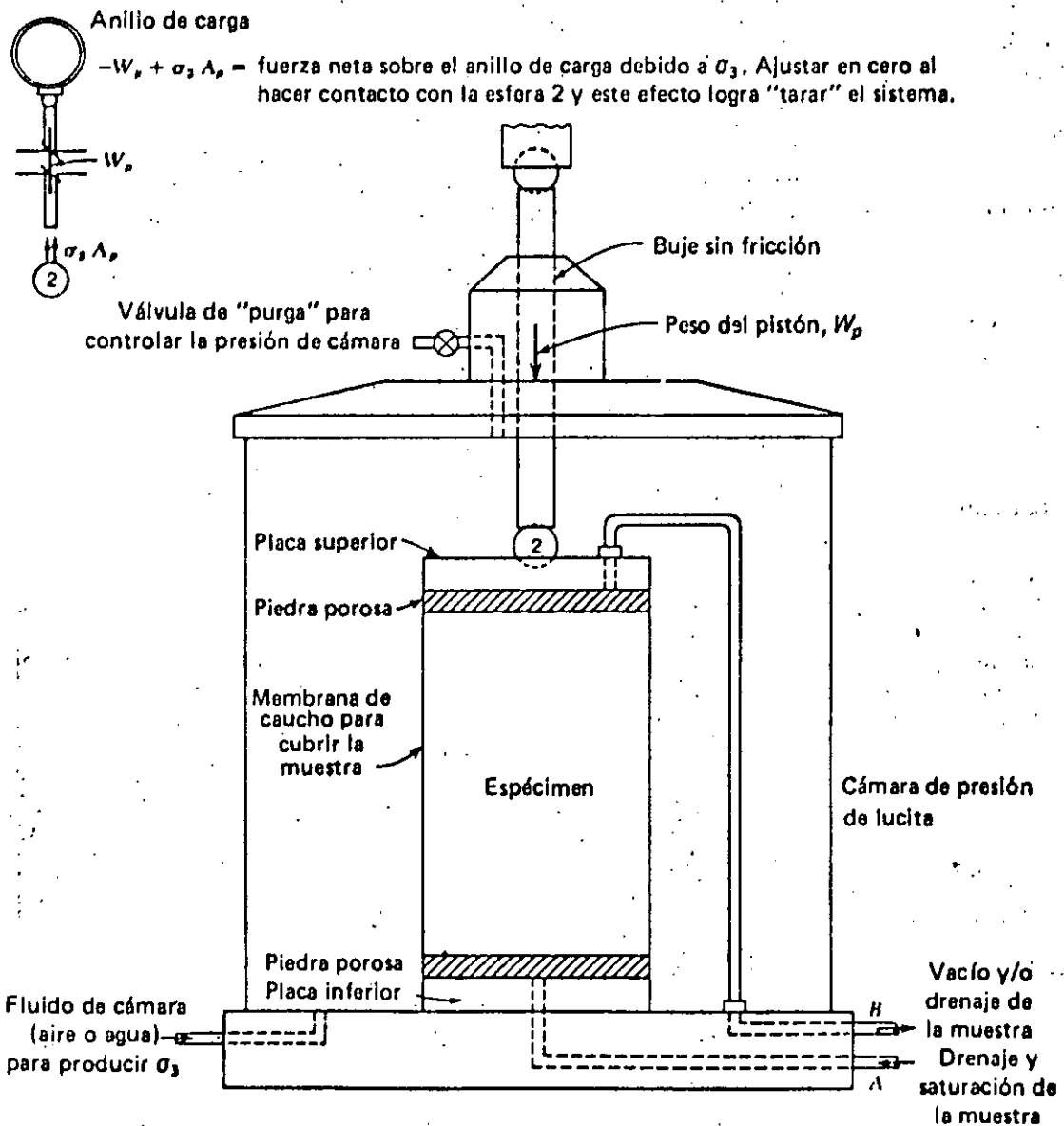


Figura 15-2

Detalles del circuito de una cámara triaxial. Nótese que se necesitan válvulas de paso en las tuberías A, B y C. Si se utiliza un sensor electrónico de carga, debe localizarse sobre una conexión en T en el tubo A.

tasa de aplicación de esfuerzos es tan lenta que dentro de la muestra *no existe* el efecto de presión de poros durante el ensayo. Para distinguir entre los diferentes tipos de ensayo que pueden ser hechos abriendo o cerrando la válvula de salida de presión del fluido de los poros, se describen tres ensayos a continuación.

1. *Ensayo no drenado* — También llamado *ensayo no consolidado-no drenado* o ensayo U. Este ensayo se hace con la *válvula de drenaje cerrada* para todas las fases del ensayo y antes de que la muestra tenga posibilidades de consolidarse (si $S < 100\%$). El ensayo se comienza inmediatamente después de estabilizar la presión en la cámara. Para ensayos de grano fino y particularmente si S es diferente de 100% , debería haber muy poca diferencia si la válvula de drenaje se cierra o abre durante el ensayo. El experimento no puede utilizarse para un suelo cohesivo de $S = 100\%$.
2. *Ensayo consolidado-no drenado*. También llamado ensayo consolidado-rápido o CU. Este ensayo se hace después de que la muestra se ha consolidado con la *válvula de drenaje abierta* bajo una presión de cámara constante. Se necesita algún aparato que permita controlar la muestra para determinar cuándo ha terminado el cambio de volumen (o cesado el drenaje del fluido de los poros) indicando que la consolidación ha terminado. Como la consolidación toma un tiempo considerable en materiales arcillosos, se han desarrollado técnicas especiales tales como hacer un núcleo de arena en el espécimen o utilizar bandas de papel de filtro ó de algodón espaciada alrededor del perímetro superficial de la muestra adyacente a la membrana de caucho para acelerar el drenaje.

Cuando se completa la consolidación, se cierran las válvulas de drenaje, y se le aplica el esfuerzo desviador a la muestra hasta la falla. Esta última fase de ensayo es idéntica al ensayo U.

3. *Ensayo consolidado-drenado* — también llamado ensayo consolidado lento o ensayo CD. 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. El esfuerzo desviador debe aplicarse a una tasa tan baja que las presiones de poros que siempre se desarrollan durante el proceso de corte, sean suficientemente pequeñas para que los parámetros de suelos no se afecten.

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 drenado o CU 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 cimiento.

RESULTADOS DEL ENSAYO

1. Para cualquier suelo seco (tanto cohesivo como no cohesivo) se obtiene casi los mismos parámetros de suelo de cualquiera de los tres ensayos (U, CU, ó CD).
2. Para un suelo no cohesivo parcialmente saturado o saturado, el ensayo CD da el mismo ángulo ϕ obtenido para el material seco a menos que el material sea fino (bajo coeficiente de permeabilidad) y/o el ensayo se haga 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:

$$\left. \begin{array}{l} \phi \cong 0 \\ y \\ c = \text{un valor} \end{array} \right\} \text{ ensayo U } \quad \left. \begin{array}{l} \text{hasta } \phi = \text{valor verdadero} \\ y \\ c \cong 0 \end{array} \right\} \text{ ensayo CD }$$

para el mismo suelo. Los resultados dependerán también de si el suelo se encuentra normalmente consolidado, sobreconsolidado o si se trata de una muestra remoldeada. La presentación de los datos debe indicar estos factores y el tipo de ensayo utilizado para obtener estos resultados. Los parámetros de suelos también dependen de hacer una asignatura

para las presiones de poros (ver el Exp. No. 16) para resolver la ec. de Coulomb para la resistencia al corte, esto es, es posible medir las presiones de poros en un ensayo CU y corregir los esfuerzos para obtener los parámetros verdaderos del suelo.

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

$$\begin{aligned} \phi &= 0 \text{ para } S = 100\% \\ \text{a } \phi &= \text{verdadero valor para } S = 0 \end{aligned}$$

DATOS OBTENIDOS

El ensayo triaxial da información para dibujar un círculo de esfuerzos de Mohr utilizando la presión de cámara 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 2 y 4 círculos de Mohr utilizando datos de ensayos basados en diferentes presiones de cámara 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 intercepto de dicha envolvente de esfuerzos con el eje y , se toma como la cohesión c en la ec. de Coulomb:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (15-1)$$

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, pero estos valores generalmente entre 7 y 14 kPa se desprecian. Para valores de cohesión aparentemente mayores que éstos, debe investigarse la posible razón de su ocurrencia. Para un ensayo único sobre suelo no cohesivo ($c = 0$), el ángulo de fricción interna del material puede calcularse a través de la geometría del círculo de Mohr como:

$$\text{sen } \phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad (15-2)$$

Para obtener el esfuerzo principal mayor σ_1 , es necesario conocer la presión de confinamiento de la cámara pues dicha presión actúa tanto lateralmente como en la base y la superficie superior de la muestra. Por consiguiente, con una presión de cámara de 70 kPa, el valor de σ_3 es 70 kPa, y en ese instante, antes de cualquier carga, el valor de σ_1 es también kPa. Con la aplicación de carga externa a través del pistón de carga, el esfuerzo principal mayor se incrementa de la siguiente forma:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \frac{P}{A'} \quad (15-3)$$

donde P = la carga instantánea sobre el espécimen algún tiempo después de haber comenzado el ensayo

A' = el área corregida del espécimen, como en el experimento No. 14,

$$A' = \frac{A_0}{1 - \epsilon} \quad (14-4)$$

El pistón de carga que aplica la fuerza adicional al espécimen debe ser maquinado cuidadosamente y montado con un soporte de esfera para garantizar una aplicación de carga axial sin fricción (casi), hermético, a la muestra que se encuentra dentro de la cámara triaxial.

El valor de P/A' de la ec. (15-3) a menudo se conoce como *esfuerzo desviador*, un término que ya se utilizó en esta discusión. Es evidente que las lecturas de carga y deformación deben obtenerse para este ensayo en forma similar a las del ensayo de compresión in-

confinada y que es necesario hacer una gráfica bien del esfuerzo desviador P/A' o del esfuerzo principal σ_1 contra la deformación unitaria. El valor pico del esfuerzo (o el valor del esfuerzo al cual se produce un 20% de deformación unitaria si ocurre primero) se toma del gráfico esfuerzo-deformación unitaria como el esfuerzo principal mayor, o el máximo esfuerzo desviador, para utilizarlo en el dibujo del círculo de Mohr correspondiente.

Si se conecta una bureta calibrada a la línea de drenaje a la salida de la muestra y si la muestra se encuentra saturada, es posible observar los cambios de volumen producidos bajo diferentes esfuerzos desviadores. La terminación del ensayo de consolidación para ensayos consolidados puede también determinarse utilizando la conexión de la bureta ya que no debe ocurrir cambio de volumen o cambio de nivel en el agua de la bureta después de completarse la consolidación y previa la aplicación del esfuerzo desviador. Si la muestra no está saturada, los cambios de volumen que suceden en la muestra pueden no ser muy adecuadamente indicados por el nivel de agua en la bureta ya que el agua podría en lugar de drenar permanecer dentro de la muestra, produciendo un pequeño cambio en el contenido de humedad.¹

Existen aditamentos especiales, o pueden construirse, para medir la presión de poros en la muestra y los cambios en la presión de poros bajo carga. Este método de ensayo triaxial se considera independientemente en el experimento No. 16.

Los diámetros para muestras de ensayo se han normalizado de forma que las plataformas de carga y las piedras porosas requeridas para el ensayo se puedan instalar en cámaras de un solo tamaño, dándole así una gran versatilidad a la cámara de presión. Los diámetros más comunes son:

36, 47, 50, 63.5, 71, 76 y 100 mm (dimensiones nominales).

Se requieren membranas de caucho para confinar el espécimen, y éstas se consiguen en todos los diámetros antes mencionados.² La relación longitud/diámetro debe ser:

$$2 < L/d < 3$$

como para el ensayo de compresión inconfinaada.

La tasa de deformación unitaria puede tomarse como:

0.5 a 1.25 mm/min

excepto para el ensayo CD donde es necesario producir tasas de deformación unitaria del orden de 0.0025 mm/min o menos, dependiendo del tamaño de la muestra y de la gradación.

ENSAYOS TRIAXIALES ESPECIALES

1. La cámara triaxial puede utilizarse para hacer ensayos de laboratorio utilizando consolidación *isotrópica* o *anisotrópica*.

a. Consolidación *isotrópica*-muntar la muestra del tamaño deseado en la membrana.

Aplicar la presión de cámara σ_3 y colocar el tubo de drenaje de la muestra en un recipiente de agua de forma que pueda drenar sin desecación (o conectar a un aparato volumétrico de forma que sea posible controlar la consolidación). Utilizar bandas de papel de filtro o de algodón entre la membrana y el suelo para acelerar la consolidación. Utilizar papel de filtro entre las piedras porosas y el suelo para reducir la contaminación de la piedra.

b. Consolidación *anisotrópica* — montar la muestra tal como se hizo para consolidación *isotrópica*. Construir un sistema de carga por peso muerto y aplicar carga vertical en

¹Ver el Exp. No. 16 para conocer un método de determinación del cambio de volumen en muestras de suelo parcialmente saturado.

²Una solución muy económica para las muestras de 36 y 38 mm de diámetro de suelos cohesivos es la de utilizar condones (obtenibles en cualquier droguería) como membrana. Es necesario cortar el extremo con un par de tijeras, ponerlo en la placa de carga inferior, colocar la muestra, y luego simplemente desenrollar la membrana sobre la muestra sin usar el aparato para expandir la membrana; el arreglo del ensayo toma cerca de media hora si se usa el expansor de membrana.

conjunción con presión de cámara σ_3 , para desarrollar la relación de esfuerzos deseada de:

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

2. Utilizando cámaras triaxiales es posible hacer ensayos de suelo para condiciones de:

$$\sigma_v < \sigma_3 \quad (\text{el esfuerzo vertical normalmente es mayor})$$

pero esto requiere una o ambas de las siguientes condiciones:

- Modificación de la cámara para aislar el esfuerzo vertical del esfuerzo lateral (i. e., para muestras de pequeño diámetro, es necesario volver a maquinar el pistón/cabezote de carga a un tamaño igual al de la muestra de forma que no actúe σ_3 en la parte superior de la muestra).
 - Hacer el ensayo utilizando el sistema de carga externa y carga de incremento utilizando pesas; con algo de esfuerzo por peso muerto y presión de cámara, remover los pesos muertos (reduciendo el esfuerzo vertical) en incrementos hasta que suceda la falla. La carga muerta puede ser un gran recipiente con agua con una válvula de drenaje, colgado de la cámara de carga por medio de un soporte colgante adecuado.
3. Es posible también hacer ensayos dinámicos cíclicos. Estos ensayos requieren equipo especial no fácilmente disponible en la mayoría de los laboratorios de suelos. Los pasos en un ensayo dinámico deben incluir (ver también Silver y Park, 1975):
- Moldear la muestra a la densidad deseada.
 - Aplicar una deformación unitaria deseada ϵ de, por ejemplo, 2%, 4%, etc.
 - Aplicar deformación unitaria cíclica (a menudo $\pm \epsilon$ del paso 2) a una frecuencia dada (Hz).
 - Utilizando equipo electrónico para registro de información, registrar los esfuerzos en la cámara de carga a la deformación unitaria correspondiente. Hasta que la muestra se deforme excesivamente, la curva cíclica esfuerzo-deformación unitaria (obtenida utilizando como registro electrónico directo algún tipo de registrador gráfico) es parecida a la que se muestra en la Fig. 15-3.

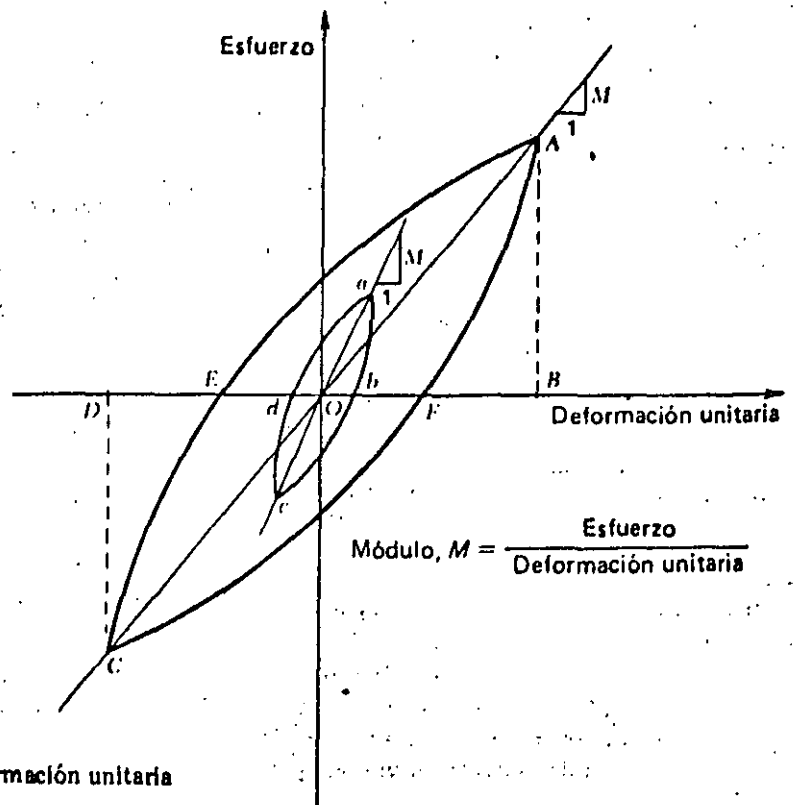


Figura 15-3
Gráfico cualitativo de esfuerzo-deformación unitaria para un ensayo de corte cíclico.

- e. Aplicar un nuevo incremento en la deformación unitaria ϵ , y repetir los pasos c y d hasta que la muestra "falle". La Fig. 15-3 ilustra resultados típicos (y cualitativos) de dos incrementos de deformación unitaria a niveles de deformación unitaria bajos. Esta curva típica se distorsiona considerablemente a niveles de deformación unitaria mayores.

Los ensayos cíclicos pueden hacerse utilizando deformación unitaria de compresión (axial) o deformación unitaria cortante. Si se utiliza deformación unitaria axial, el módulo *dinámico* de deformación (M de la Fig. 15-3) es el módulo dinámico de elasticidad convencional E_{sd} . Si se utiliza deformación unitaria cortante, el módulo obtenido es el módulo cortante dinámico de elasticidad G_d ; es posible calcular para cada incremento de deformación unitaria un factor de amortiguamiento dinámico, i. e., como:

$$\beta = \frac{1}{2\pi} \frac{\text{área del anillo AFCE}}{\text{área de los triángulos OAB + ODC}} \quad (15-4)$$

de la Fig. 15-3. La deformación unitaria pico a pico es (de la Fig. 15-3, ensayo No. 2)

$$\epsilon_{pp} = BD$$

con una amplitud de $BD/2 = OB$

MODULO DE RESILIENCIA

A veces el ensayo triaxial es llevado a cierto nivel de esfuerzo, por ejemplo, 0.25 a 0.50 del valor último estimado, el esfuerzo desviador reducido a cero y reaplicado a continuación. Esta secuencia puede repetirse 3 a 5 veces; en el último ciclo el esfuerzo desviador se continúa hasta la falla de la muestra (ver la Fig. 15-8, ensayo 1). Existe una extendida opinión sobre el hecho de que el *módulo tangente inicial* (que es algo mayor que en el ciclo inicial con el crecimiento considerado debido al proceso de "endurecimiento por deformación") es una estimación mejor del módulo de elasticidad que cualquier otra forma de obtención.

Al hacer este ensayo, es necesario tener cuidado en descargar la muestra del esfuerzo desviador para obtener una nueva deformación unitaria a un esfuerzo desviador de cero ya que la muestra desarrolla deformación permanente (plástica) y muy poca recuperación elástica se obtiene como se muestra en los datos reales (pero editados) de la Fig. 15-7. Esto puede logarse:

1. Descargando inmediatamente la muestra (esfuerzo desviador = 0; la rama de descarga de la curva de esfuerzo de deformación unitaria es de interés académico únicamente).
2. Reaplicando cuidadosamente una pequeña cantidad de incremento de carga y leyendo nuevamente el deformímetro. La diferencia entre la lectura de cero y esa lectura será la deformación plástica de la muestra al final del ciclo de carga.

Procedimiento

A. SUELO NO COHESIVO—TRABAJO DE LABORATORIO

1. Acoplar la placa de base de carga a la base de la cámara.¹ Montar una membrana de caucho de diámetro apropiado en la placa de carga de base (referirse a las Figs. 15-2 y 15-4) utilizando bandas de caucho o sellos de aro para fijarla. Para proveer una unión bastante impermeable, podría recubrirse la placa de base con grasa de silicona antes de ajustar la membrana; esto incrementará el sello entre la membrana y la placa.

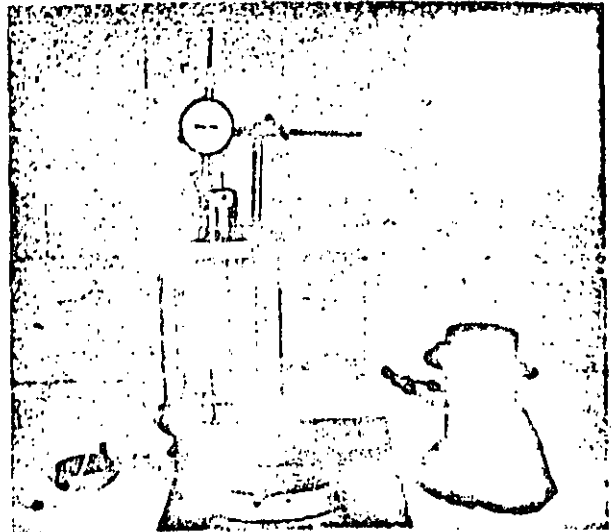
Algunas personas acostumbran a medir el espesor de la pared de la membrana de forma que sea posible ajustar el área para determinar el área inicial de la muestra; sin embargo, para cálculos ordinarios el autor opina que este procedimiento introduce una precisión ficticia en los resultados.

Colocar una piedra porosa en la placa de carga de base. Si el suelo está saturado o va a ser saturado, la piedra porosa debería saturarse antes de usarla.²

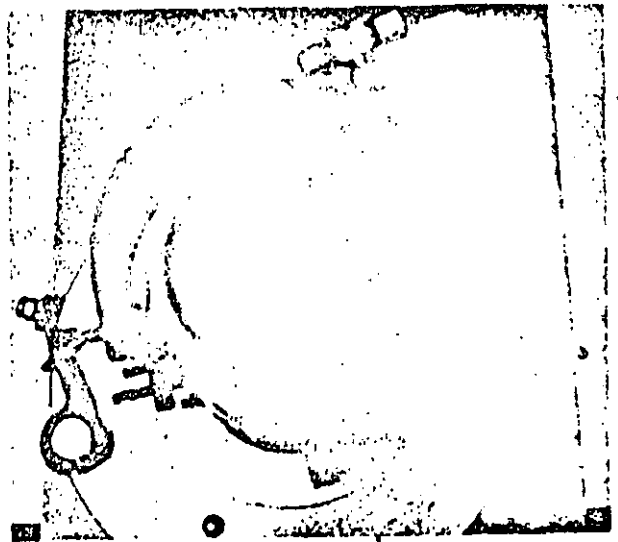
¹ Para arena, la placa de base debe tener por lo menos 63 mm de diámetro; si hay gravas presentes, el diámetro debería ser por lo menos seis veces mayor que el tamaño de partícula.

² Ver paso 1 del procedimiento A, del Experimento No. 16.

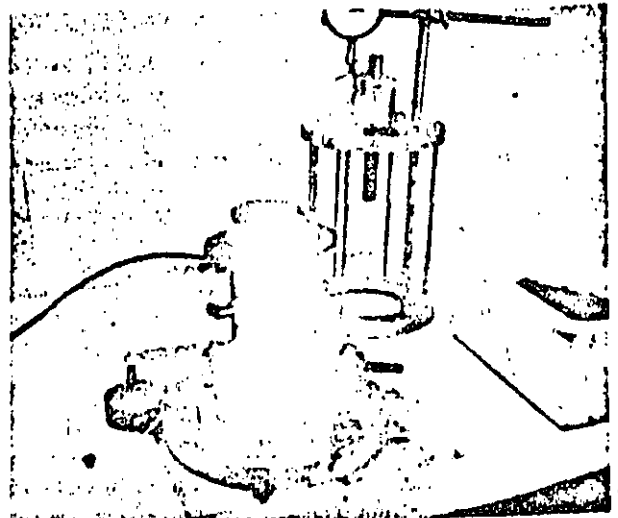
Figura 15-4
 Detalles de la construcción de la muestra en un ensayo triaxial sobre material no cohesivo.
 (a) El equipo necesario incluye cámara, dos piedras porosas, expansor de membranas, membrana y placas de base superior e inferior de tamaño adecuado.

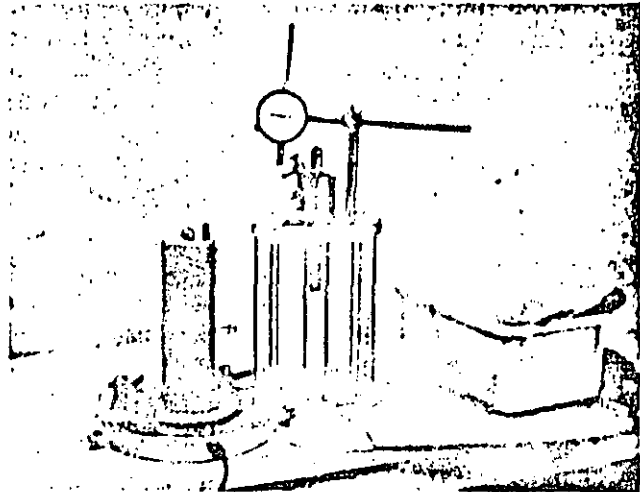


(b) Membrana, dentro del expansor, colocada sobre la placa de base inferior y sobre la piedra porosa inferior.

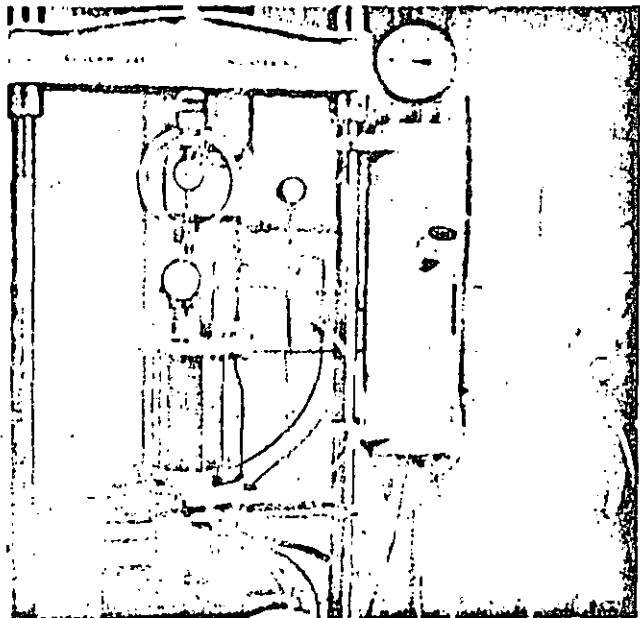


(c) Muestra de arena húmeda (en este caso) casi terminada y nivelada con el tope del molde/expansor de membrana. A continuación se coloca la piedra porosa.





(d) Muestra terminada, sin expansor de membranas y pistón con esfera listo para ajustar la cámara.



(e) Cámara en posición sobre una máquina de compresión: El deformímetro superior registra la carga en el anillo, el deformímetro inferior el cambio de altura de la muestra. El tanque de la derecha es un recipiente que permite el despegue de presión de aire en el equipo usado generalmente por el autor. A la derecha se muestra un sistema de doble-reducción de presión (con manómetros en sistemas fps y métrico) que permite un control ajustado de la presión de cámara y permite un costo razonable ya que aún con filtrado de aire contiene agua y es corrosivo para sistemas demasiado costosos de control de presión.

2. Pesar el recipiente de arena seca de forma que se pueda obtener la densidad de la muestra y duplicarse en los ensayos subsiguientes.

Si es necesario producir una muestra de densidad dada, la arena seca debe mezclarse con un porcentaje conocido de agua de forma que pueda compactar la muestra húmeda. Es casi imposible producir una densidad dada, especialmente densidades mayores, utilizando muestras secas.

3. Colocar un molde para muestra alrededor de la membrana de caucho y doblar su parte superior hacia abajo por encima del molde. No la doble, sin embargo, si el molde es tan grande como para que la membrana se rasgue en el proceso. Si es posible deben utilizarse expansores de membrana para el proceso de moldeo de la muestra. Cuando sea posible utilizar un molde del tipo de cilindro dividido, conectado a una bomba de vacío, puede ser necesario aplicar grasa de silicona sobre la junta del cilindro para permitir un sello al vacío más eficiente. Para el expansor de tipo dividido y los demás tipos de expansores que utilicen vacío, puede también ser necesario utilizar pequeñas bandas de papel de filtro entre la membrana y la pared del expansor de forma que el vacío trabaje efectivamente sobre toda la altura del expansor de membranas.

4. Colocar cuidadosamente la arena en la membrana utilizando un compactador para mantener la forma de la muestra y su densidad. Cuando se desea producir una muestra de densidad requerida, para mantener la densidad constante a través de la altura de la muestra, puede ser deseable dividir la altura en partes iguales, calcular la cantidad de suelo (húmedo) necesario para llenar cada altura, y colocar tal cantidad en cada segmento de la muestra. Este proceso no es fácil y la muestra puede requerir varios intentos en su preparación antes de lograr el estado de densidad deseado.
5. Colocar una piedra porosa (saturada) para suelo húmedo y a continuación colocar la placa superior de la muestra. Puede también ser necesario cubrir el borde superior de la placa con grasa de silicosa para obtener un sello hermético. Enrollar la membrana fuera del molde hacia la placa superior y sellarla con bandas de caucho o sellos de anillo. Con un nivel pequeño revisar la nivelación de la placa superior.
6. Conectar el tubo de la placa o cabezote superior a la salida de la bomba de vacío (ver Fig. 15-2) en la base de la cámara y aplicar un vacío entre 200 y 250 mm de mercurio a la muestra (la salida B está cerrada).
7. A continuación remover el molde del espécimen y examinar la membrana de forma que no existan filtraciones evidentes. Si se encuentra alguna, la muestra debe ser desbaratada y vuelta a montar sobre una nueva membrana.
8. Obtener cuatro medidas de altura separadas aproximadamente 90° y utilizar el valor promedio como altura inicial de la muestra L_0 . Tomar en la parte superior, a media altura, y en la base dos lecturas del diámetro deparadas 90°, utilizando un par de calibradores con una precisión de 1 mm. Calcular el valor promedio del espécimen a cada altura y calcular el valor final promedio del diámetro de la muestra como:

$$d_{av} = \frac{d_t + 2d_m + d_b}{4}$$

donde d_t es el diámetro promedio para las medidas de la cabeza, etc. Calcular los valores iniciales correspondientes al área de la muestra A_0 utilizando los diámetros promedio recién calculados.

9. Colocar el cilindro de lucita sobre la base de la cámara,¹ asegurando que la base se encuentre totalmente limpia de grano de forma que se logre un sello totalmente hermético. Colocar la cámara en la máquina de compresión y hacer contacto ligero del pistón de carga y la barra de carga (o cruceta) de la máquina de compresión.
10. Aplicar una presión lateral predeterminada a la cámara (preferiblemente en múltiplos pares de N/m^2 para facilidad de cálculo) utilizando aire comprimido y simultáneamente el vacío del interior de la muestra a cero. Algunas personas prefieren utilizar líquido en la cámara (a menudo agua con un anticorrosivo o glicerina) más que aire comprimido. El líquido tiene la ventaja de proporcionar una presión más uniforme y de ser bastante más viscoso, y por consiguiente, menos sensible a las filtraciones de las membranas. En los laboratorios para estudiantes tiene la desventaja de requerir más tiempo de laboratorio (para sifonamiento de la cámara al final del ensayo) y de ser más sucio —especialmente cuando ocurre alguna filtración. Ahora con el vacío cerrado en A, abrir la salida B (Fig. 15-2) y verificar que no hay presión de aire, lo cual indicaría una filtración en la muestra y la necesidad de volver a iniciar.
11. Si se desea saturar la muestra, abrir las válvulas apropiadas y conservar la muestra hasta que se sature.² Un pequeño vacío sobre la muestra puede utilizarse para acelerar el proceso de saturación. En forma alternativa, es posible utilizar una presión positiva (contrapresión) de un valor menor que σ_3 , por ejemplo, $\sigma_3/2$, aplicada al recipiente de saturación. Si es necesario usar una gran contrapresión, la muestra sencillamente se romperá. El pistón de carga debe estar ajustado sin holgura al cabezote del espécimen de

¹ Nótese que es posible suministrar la presión lateral de σ_3 por el vacío sobre las muestras no cohesivas secas. Si se utiliza vacío, no es necesario utilizar la tapa de la cámara. El máximo σ_3 confiable no podrá ser mayor de 90 a 96 kPa, dependiendo de la eficiencia de la bomba de vacío.

² Ver Exp. No. 16 para refinamientos en saturación de muestras de suelo no cohesivo.

forma que la muestra no se expanda bajo la contrapresión, aunque esto nunca debería ocurrir para contrapresiones menores que la presión de cámara.

12. Cuando se aplica la presión de cámara, puede verse que el deformímetro de carga (o DVM) registra una carga hacia arriba que es la *diferencia* entre el peso del pistón de carga y la presión de cámara hacia arriba sobre la base del pistón. A continuación, levantar cuidadosamente la cámara hasta que el deformímetro de carga (o DVM) registre una carga, que indique que se ha hecho nuevamente contacto con el pistón. Seguidamente, ajustar en cero el deformímetro de carga (o DVM) para lograr la tarea aproximada del sistema. Si esto se hace el deformímetro de carga o DVM registrará el valor correcto del esfuerzo desviador para lograr de esta forma cálculos más sencillos.
13. Conectar un deformímetro de carátula (con lecturas a una precisión de 0.01 mm/división) a la máquina de forma que se pueda obtener la deformación de la muestra en cada instante. Establecer el cero en el deformímetro de carátula, a continuación comprimir manualmente y soltar el émbolo del deformímetro varias veces y observar la lectura de cero. Reajustar el deformímetro a cero si es necesario. Nótese que podría usarse una LDVT en lugar de diámetro de deformímetro de carátula pero esto no es acostumbrado ni recomendable para ensayos de laboratorio con fines docentes.

Verificar la información de deformímetro, del deformímetro de carga, y del manómetro de presión de cámara para correcciones finales.

14. Hacer la compactación a la tasa de deformación unitaria deseada (generalmente entre 0.5 y 12.5 mm/min.) especificada por el instructor.
15. Prender la máquina de compresión y tomar lecturas simultáneas de cargas y deformación utilizando los formatos respectivos. Deben tomarse lecturas a:

5, 15, 25, 50 y cada 50 a 100 divisiones del deformímetro hasta que:

- a. la carga disminuya.
- b. se sobrepase ligeramente en 20% la deformación unitaria.
- c. la carga se mantenga constante durante tres o cuatro lecturas.

Calcular el esfuerzo correspondiente (kPa) y la deformación unitaria para suficientes lecturas que permitan definir la curva de esfuerzo-deformación unitaria (8-12 puntos).

Asegurarse de controlar el manómetro de presión de cámara y no permitir variaciones en la presión en más de 0.05 kg/cm² (5kPa). Toma sólo muy poca presión cambiar considerablemente el esfuerzo desviador que define "fallas".

16. Después de que falle la muestra, apagar y/o retroceder la máquina de compresión; soltar la presión de la cámara y remover la carga sobre la muestra.
17. Preparar un nuevo espécimen a una densidad aproximada (entre 0.2 y 0.5 kN/m³) y hacer dos ensayos adicionales. Esto completa el trabajo de laboratorio, referirse al procedimiento C, para completar el informe.

B. BUELO COHESIVO—TRABAJO DE LABORATORIO

1. Preparar dos o tres muestras cilíndricas de adecuada relación L/d . Alternativamente, compactar tres o cuatro muestras del mismo contenido de humedad y esfuerzo de compactación utilizando el aparato de Harvard miniatura. Este último procedimiento permite producir muestras de diámetro nominal de 33 mm. y de adecuada relación L/d .¹
2. Obtener cuatro medidas de la altura separadas aproximadamente 90° y utilizar el valor promedio como altura inicial promedio L_0 de la muestra. Tomar dos lecturas del diámetro en la parte superior, a la mitad, y en la base separadas 90° utilizando un par de calibradores

¹ Es también posible compactar muestras en el molde patrón de compactación (incluyendo el collar) y utilizar posteriormente una herramienta de moldeo para disminuir el diámetro de la muestra hasta un tamaño conveniente para el ensayo.

con una precisión de 1 mm. Calcular el diámetro promedio de la muestra a cada localización y calcular posteriormente el diámetro promedio final de la muestra como:

$$d_{av} = \frac{d_i + 2d_m + d_b}{4}$$

donde d_i es el diámetro promedio basado en las dos mediciones superiores, etc. Calcular el valor correspondiente del área inicial A_0 utilizando d_{av} de la ec. anterior.

3. Tomar el tamaño correcto (exacto hasta + 6 mm de diámetro mayor) del expansor de membrana y fijar la membrana suavemente en el expansor, doblando los extremos de la membrana sobre los extremos del expansor (Fig. 15-5). Conectar el tubo del expansor de la membrana a una fuente de vacío y aplicar vacío. Si no hay filtraciones, la membrana permitirá un ajuste suave del expansor bajo la acción del vacío. Puede ser necesario colocar pequeñas bandas de papel de filtro o de algodón entre la membrana y las paredes del expansor para hacer efectivo el vacío mientras esté expandiendo la membrana antes del paso siguiente.
4. Dependiendo de la muestra, lubricar suavemente la membrana con vaselina de petróleo, empolverarla con polvo de teflón (una sustancia inerte), o como último recurso, humedecerla con agua para que sea más fácil insertar la muestra en la membrana.
5. Insertar la muestra en la membrana y ajustar la placa inferior de la piedra porosa utilizando las bandas de caucho o sellos de anillo para sellar la membrana. Un sello más hermético puede obtenerse si el perímetro de la placa se engrasa ligeramente con grasa de silicosa. Si es posible, conectar la piedra porosa con su placa superior en este momento. Asegurarse de que las piedras porosas estén húmedas o saturadas, dependiendo de la condición de la muestra ya que una piedra porosa absorbería el agua de los extremos de la muestra.
6. Remover la muestra del expansor de membrana y conectar la parte inferior a la base de la cámara triaxial. Además, conectar la parte superior de ésta si no ha sido hecho hasta el momento, teniendo cuidado de no dañar el espécimen.
7. Conectar la línea de vacío entre el cabezote superior y la línea de vacío *pero no aplicar vacío*. Si se va a hacer un ensayo consolidado-no drenado (sobre una muestra saturada), es necesario inundar las tuberías hacia adentro y hacia afuera de la muestra (i. e., la línea de vacío). A continuación cerrar la válvula de la línea hacia la muestra dejando la línea de vacío abierta para drenaje. Se necesita algo de ingenio para asegurar que las líneas, la piedra porosa superior, y el cabezote superior se encuentren saturados. Para muestras no saturadas la saturación de la línea no es necesaria y podría realmente ser dañina.
8. Colocar la capsula de lucita en la cámara y colocar la cámara sobre la máquina de compresión. Traer la barra de carga en contacto con el pistón de carga hasta que se registre ligeramente algo de movimiento en el deformímetro de carga.
9. Aplicar una presión predeterminada en la cámara (preferiblemente aire comprimido) para presión lateral σ_3 . Para el ensayo consolidado-no drenado sobre una muestra alterada, observar el flujo hacia afuera de la línea de drenaje, y cuando dicho flujo sea cero proceder con los pasos 11 y 12 que se describen a continuación. La línea de drenaje puede conectarse a una bureta calibrada de forma que cuando el nivel del agua permanece constante, se pueda asegurar que la consolidación se ha terminado. Este tipo de conexión permitirá también establecer el cambio de volumen durante la consolidación. Si la muestra no está saturada se vuelve un ejercicio de criterio¹ el determinar cuando ha terminado la consolidación.
10. Si se desea (sobre muestras inicialmente no saturadas) saturar la muestra, abrir la línea de vacío a la atmósfera y abrir la válvula de entrada a la muestra a partir del recipiente de saturación. No aplicar vacíos a la muestra para incrementar el proceso de saturación ya que éste removerá el agua que ya se encuentre en la muestra en el lado del vacío más

¹ Referirse al Exp. No. 16; como alternativa, conectar un deformímetro de carátula y registrar cuando haya terminado el movimiento vertical como una indicación de 100% de consolidación.

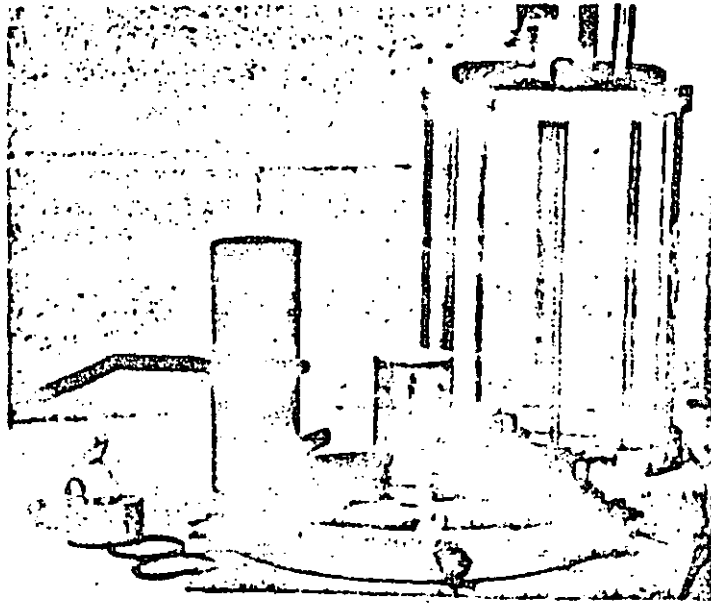
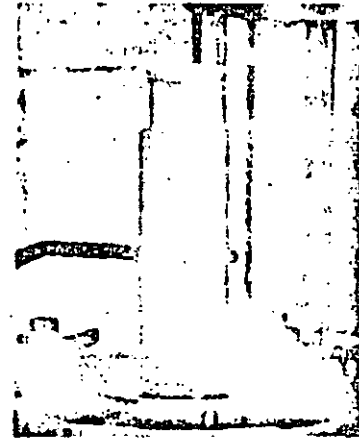


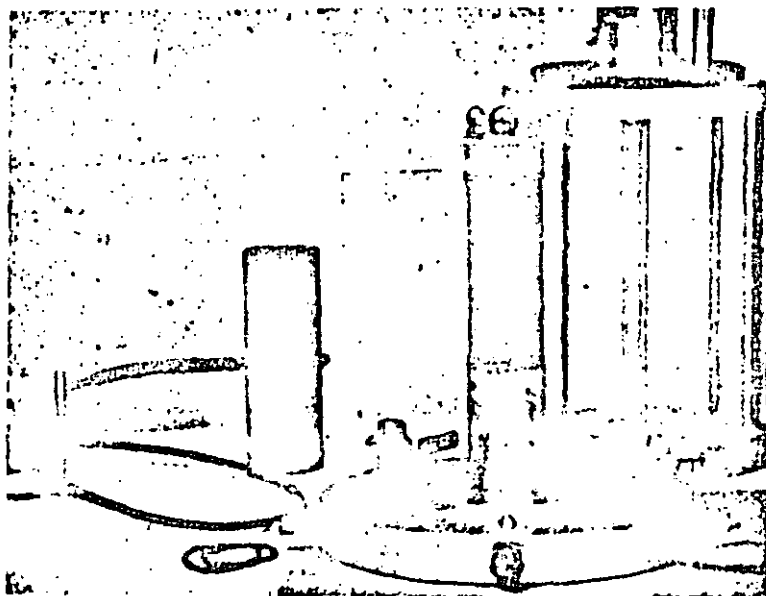
Figura 15-5

Ensayo triaxial en suelo cohesivo.

(a) Se aprecia la membrana montada en el expansor con el vacío aplicado. En este caso el expansor debe tener una holgura de 3.0 mm con respecto al diámetro de la muestra.



(b) El expansor de membranas debe colocarse sobre la placa de base inferior (con la piedra porosa en su sitio) e insertar la muestra sin dificultad pues el expansor es de mayor diámetro. Colocar la piedra porosa y la placa superior en su sitio y enrollar la membrana para sellar la muestra, son operaciones bastante sencillas.



(c) Al remover el expansor de membranas, la muestra está lista para el montaje de la cámara. El resto del ensayo es igual al que se ha descrito antes para suelos no cohesivos (con ajustes para los ensayos tipo U, CU o CD).

rápidamente que la tasa a la cual entrará el agua a la muestra desde el recipiente de saturación debido a la baja permeabilidad de la muestra. Tomará un tiempo muy largo saturar aún muestras muy pequeñas de suelo cohesivo. Si es posible introducir una pequeña presión positiva al recipiente de saturación para acelerar el proceso la eficiencia de la saturación será mayor.

11. Si la muestra se encuentra saturada (y/o consolidada) y se desea medir los cambios de volumen inducidos, abrir las válvulas apropiadas para llenar las líneas en ambos lados de la muestra y cerrar a continuación las salidas. Abrir la línea del indicador de la muestra saturada cuando se haga el ensayo consolidado. Es posible colocar una serie de bandas de papel de filtro o algodón entre la muestra de suelo y la membrana en el paso No. 5.

A partir de este punto, consultar los pasos 12 al 17 del Procedimiento A y todo el Procedimiento C, pues el trabajo es idéntico.

C. CALCULOS

1. Calcular la deformación unitaria a partir del deformímetro como:

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L_0}$$

y llenar la columna respectiva del formato. Calcular igualmente el área corregida:

$$A' = \frac{A_0}{1 - \epsilon}$$

y colocar ésta en la columna adecuada del formato (ver Figs. 15-6 y 15-7).

2. Calcular la fuerza desviadora utilizando las lecturas del deformímetro de carga. Si se utiliza un anillo de carga la fuerza desviadora es:

$$P = \text{lectura del deformímetro de carga} \times \text{constante del anillo de carga}$$

donde la lectura del deformímetro de carga se registra en unidades de deflexión. Poner estos datos en la columna apropiada del formato.

3. Calcular el esfuerzo desviador:

$$\sigma = \frac{P}{A'}$$

y llenar adecuadamente la columna respectiva del formato.

4. Dibujar la curva de esfuerzo desviador contra deformación unitaria (sobre las abscisas) y obtener el esfuerzo en el punto máximo a menos que haya ocurrido primero un 20% de deformación unitaria (ver Fig. 15-8). Mostrar este valor de esfuerzo desviador sobre la gráfica. Dibujar los tres ensayos en la misma hoja, pero asegurarse de que las curvas se identifiquen por sus valores correspondientes de esfuerzo de confinamiento.
5. Con el esfuerzo desviador máximo obtenido del paso 4, calcular el esfuerzo principal mayor para cada ensayo como:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma$$

6. Dibujar los círculos de Mohr para los tres ensayos sobre el mismo gráfico y dibujar la tangente a esos círculos. Medir la pendiente de dicha tangente como correspondiente al ángulo de fricción interna ϕ del material y mostrarla en dicha gráfica. Medir el intercepto con el eje y para la cohesión del suelo y mostrar este valor sobre la gráfica. Para suelos no cohesivos, un valor grande de cohesión aparente debería ser discutido ampliamente en el informe.

7. Calcular ϕ para cada ensayo sobre suelos no cohesivos utilizando la ec. (15-2). Determinar el promedio de los valores y comparar el valor obtenido del dibujo de los círculos de Mohr del paso 6 anterior. Deducir la ec. (15-2) en la hoja de cálculos si se ha hecho el ensayo sobre el suelo no cohesivo.
8. Calcular:

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad \text{y} \quad q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

para cada ensayo y dibujar los puntos (p, q) utilizando p como abscisa. Unir los puntos con una línea suave (llamada *trayectoria de esfuerzos* o línea K). Tomar una línea promedio a través de la curva y medir la pendiente α y el intercepto q con el eje (valor de la ordenada) como a .

Calcular ϕ basado en

$$\text{sen } \phi = \tan \alpha$$

y calcular la cohesión como:

$$c = \frac{a}{\cos \phi}$$

Comparar estos valores de ϕ y c con los que se obtuvieron en el paso 6. ¿Cuál sería el significado práctico de utilizar el esfuerzo desviador a una deformación unitaria específica (por ejemplo, 10%) para obtener σ_1 para calcular p y q con el fin de dibujar la curva K en lugar de los valores pico?

9. Calcular el *módulo tangente* y el *módulo secante* utilizando las pendientes de las curvas de esfuerzo-deformación unitaria a la mitad del esfuerzo pico para el módulo tangente y el origen y la mitad del esfuerzo pico para el módulo secante. Comentar sobre la localización a lo largo de la curva esfuerzo-deformación unitaria utilizada y sobre las diferencias obtenidas en dicho valor.
10. Mostrar en un dibujo claro y sencillo el montaje de laboratorio utilizado como parte de su informe independientemente del tipo de suelo utilizado.
11. Si se ha utilizado suelo cohesivo en el ensayo, asegurarse de comentar en el informe y *demonstrar sobre la gráfica de círculos de Mohr* el tipo de ensayo ejecutado (o sea, ensayo U, ensayo CU o ensayo CD) y si el suelo se encontraba saturado o no.
12. Utilizando la ley generalizada esfuerzo-deformación unitaria de Hooke como:

$$\epsilon = \frac{1}{E_s}(\Delta\sigma_1 - 2\mu\sigma_3)$$

donde: ϵ = deformación unitaria en dos puntos de la curva esfuerzo-deformación unitaria suficientemente cercanos para poder asumir $E_s = \text{constante}$.

$\Delta\sigma_1$ = valores correspondientes al esfuerzo desviador

μ = relación de Poisson

σ_3 = presión de cámara para la curva de interés

Obtener suficientes puntos a lo largo de la curva para determinar el nivel de deformación unitaria al cual la relación de Poisson se vuelve mayor o menor que 0.5 (con lo cual se indica si se ha obtenido un nivel del esfuerzo unitario inelástico). Puede ser útil programar esta relación en un computador o una calculadora de bolsillo programable.

En el informe debe hacerse comentarios adecuados sobre los valores de E_s y μ y el nivel de esfuerzo (y deformación unitaria) a los cuales la relación de Poisson ya no es válida para un material elástico.

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL (Cohesivos, no Cohesivos)

Formato 18

Proyecto ENSAYO DE MODULO DE RESILIENCIA Trabajo No.
 Localización del Proyecto UNIV. DE BRADLEY Perforación No. Muestra No.
 Descripción del Suelo ARCILLA AZUL, $G_s = 2.72$ Profundidad de la Muestra
 Realizado por J.E.B Y R.G.L. Fecha de la práctica 1/12/77

Llenar los vacíos con los datos y unidades adecuadas.

Datos de la muestra

Dimensiones de la muestra: Diám. $D_0 = 3.335$ Area $A_0 = 8.735 \text{ cm}^2$ $L_0 = 7.09 \text{ cm}$
 Vol. $V_0 = 62.07 \text{ cm}^3$ Contenido de humedad, $w = 13.2\%$ Grado de saturación, $S = 61.0\%$
 Peso, $w_0 = 119.08 \text{ g}$

Para suelos no-cohesivos

Peso inicial de recipiente + arena =

Peso final del recipiente + arena =

Peso de arena usada en el espécimen, $W_0 =$

Gravedad específica en la arena $G_s =$

Vol. de sólidos en la muestra $V_s =$

Vol. de vacíos en la muestra (inicial) $V_v =$

Relación de vacíos inicial de la muestra $e_i =$

Relación de vacíos de la arena en densidad mínima $e_{\max} =$

Relación de vacíos de la arena en densidad máxima $e_{\min} =$

Densidad relativa de la muestra $D_r =$

Peso unitario de la muestra (cohesiva, no-cohesiva) $\gamma = W_0/V_0 = \frac{119.08 \times 9.807}{62.07} = 18.83 \text{ kN/m}^3$

Datos de la máquina

Velocidad de carga $D: 12.7$ cm/min (cm o pulg)

Los siguientes datos no tienen aplicación si la máquina puede ajustarse para tratar dichos efectos de las lecturas de carga.

Area seccional del Pistón de Carga, $A_p =$ cm^2

Carga hacia arriba sobre el pistón $= A_p \sigma_3 =$ kg

Peso del pistón de carga $=$ kg

Valor inicial de carga calculado $=$ kg (Si la carga hacia arriba es mayor que el peso del pistón, ignorarlo).

Figura 15-6

Datos preliminares para ensayo triaxial sobre suelo cohesivo.

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Formato 19

Proyecto ENSAYO DE MODULO DE RESILIENCIA Trabajo No.

Localización del Proyecto UNIV. DE BRADLEY Perforación No. Muestra No.

Descripción del Suelo ARCILLA AZUL Profundidad de la Muestra

Realizado por J. E. B. Y R. G. L. Fecha de la práctica

Datos de la muestra: Area $A_0 = 8.735 \text{ cm}^2$ Longitud $L_0 = 2.09 \text{ cm}$

Constante del anillo de (5.68 N/d.v.)

Datos de la máquina: Velocidad de carga = 0.127 cm/min carga LRC = 0.579 kg/div.

	Lectura del deformímetro ($\times 0.01$)	Deformímetro de carga	dl. pulg. (col. 2 $\times 0.01$)	Deformación unitaria dl. l.	Factor de corrección de área 1-e	Área corregida A' (cm^2)	Esfuerzo desviador ^o kPa
1	2	3	4	5	6	7	8
1° CICLO	0	0	0	0	1.000	8.74	0
	25	3	0.025	0.004	0.996	8.77	19.4
	50	9	0.050	0.007	0.993	8.79	58.2
	75	16	0.075	0.011	0.989	8.83	102.9
	85	17	0.085	0.012	0.988	8.84	109.3
2° CICLO	78	0	0.078	0.011	0.989	8.83	0
	100	17	0.100	0.014	0.986	8.86	109.0
	125	26	0.125	0.018	0.982	8.89	166.1
	150	29	0.150	0.021	0.979	8.92	184.7
	175	32	0.175	0.025	0.975	8.96	202.9
	200	34	0.200	0.028	0.972	8.98	215.1
3° CICLO	171	0	0.171	0.024	0.976	8.95	0
	180	10	0.180	0.025	0.975	8.96	63.4
4° CICLO	540	0	0.540	0.076	0.924	9.15	0
	550	15	0.550	0.078	0.922	9.47	89.9
	650	46	0.650	0.092	0.908	9.62	291.6
	750	55	0.750	0.105	0.895	9.76	320.1
	1,200	66	1.200	0.169	0.831	10.51	356.8
	1,300	67	1.300	0.183	0.817	10.68	356.4

Nota: Introducir las unidades necesarias en los encabezamientos.

^oEl cálculo de esfuerzo desviador mostrado se basa en la terna del sistema de carga, de forma que la lectura del anillo de carga proporciona directamente el valor de la carga desviadora. $\sigma = (\text{Col. 3} \times \text{LRC}/A')$.

Datos calculados NOTA: DATOS ORIGINALES EDITADOS; DIBUJADO EN LA FIG-15-8

Presión lateral sobre la muestra $\sigma_3 = 98 \text{ kPa (1 kg/cm}^2)$

Esfuerzo desviador máximo (de la curva esfuerzo-deformación) $\sigma = 357.5$

Valor máximo del esfuerzo vertical $\sigma_1 = \sigma + \sigma_3 = 455.6$ (USADO EN FIG. 15-9)

Figura 15-7

Datos de esfuerzo-deformación para determinar el módulo de resiliencia para la presión de cámara mostrada.

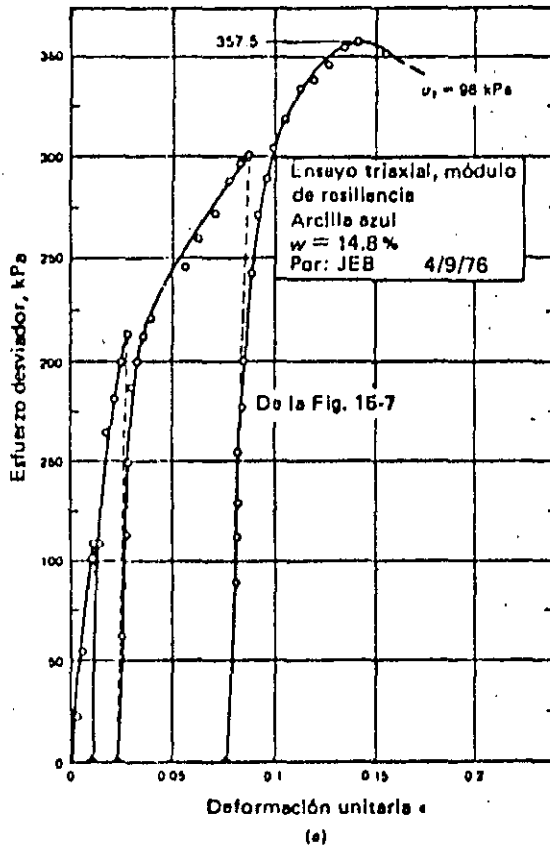
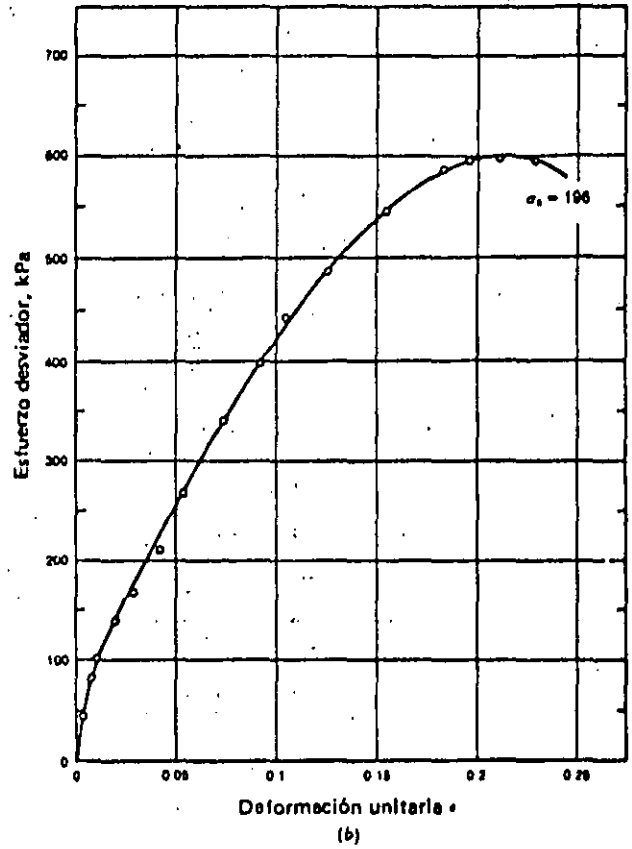


Figura 15-8
Gráficos esfuerzo-deformación
(a) Ensayo de módulo de resiliencia a partir de los datos de esfuerzo-deformación editados en la Fig. 15-7.



(b) Segundo ensayo (presión de cámara de 196 kPa y datos no mostrados) para obtener el máximo valor del esfuerzo desviador.

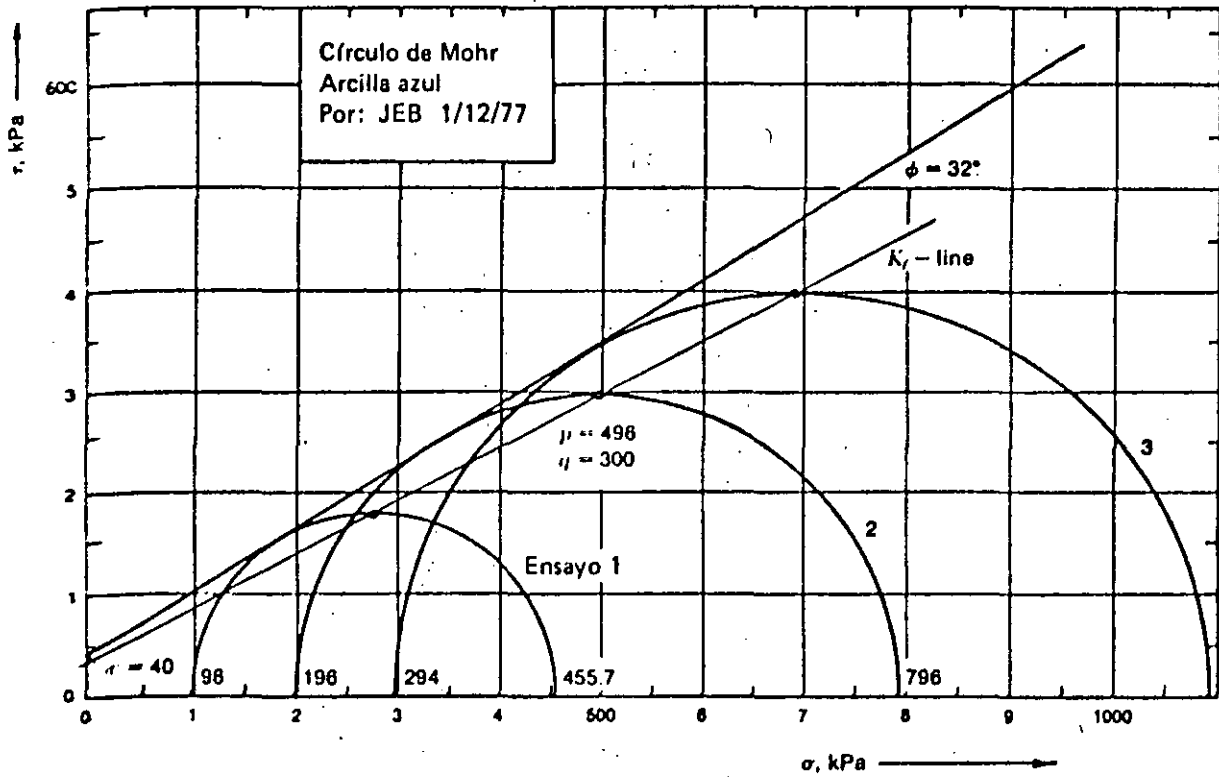


Figura 15-9
Círculo de Mohr para los datos de la Fig. 15-8 y los de un ensayo adicional no mostrado.

Experimento N° 17 ENSAYO DE CORTE DIRECTO

Referencias

ASTM D3080-72

ASCE (1960), Conferencia de Investigación Sobre Resistencia al Corte en Suelos Cohesivos, Boulder, Colorado.

ASTM (1964), Simposio Sobre Ensayos de Laboratorio para Esfuerzo Cortante en Suelos, *ASTM STP No. 361*.

ASTM (1952), Ensayo de Corte Directo en Suelos, *ASTM STP No. 131*.

Lee, K. L. (1970), Comparación de Ensayos Deformación Planas y Triaxiales sobre Arenas, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, SM-3*, Mayo pp. 901-923.

Objetivo

Familiarizar al estudiante con un procedimiento para determinación rápida de los parámetros de resistencia (ϕ y c) de un suelo.

Equipo

Aparato de corte directo (ver Fig. 17-1)

Calibrador

Nivel pequeño

Exposición general

El ensayo de corte directo impone sobre un suelo las condiciones idealizadas que se muestran en la Fig. 17-2. O sea, 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:

$$\sigma_n = \frac{P_v}{A} \quad (17-1)$$

$$\tau = \frac{P_h}{A} \quad (17-2)$$

donde A es el área nominal de la muestra (o de la caja de corte) y usualmente no se corrige para tener en cuenta el cambio de área causada por el desplazamiento lateral de la muestra P_h . Estos esfuerzos deberían satisfacer la ec. de Coulomb del experimento No. 15:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (15-1)$$

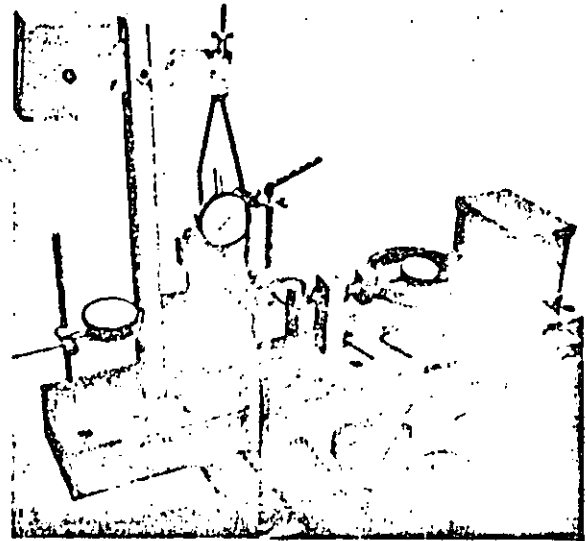
Como en la ec. (15-1) existen dos cantidades desconocidas (c y ϕ), se requiere obtener dos valores, como mínimo, de esfuerzo normal y esfuerzo cortante para obtener una solución.

Como el esfuerzo cortante τ y el esfuerzo normal σ_n tienen el mismo significado dado en la construcción del círculo de Mohr, en lugar de resolver una serie de ecuaciones simultáneas para c y $\tan \phi$, es posible dibujar en un plano de ejes coordenados los valores

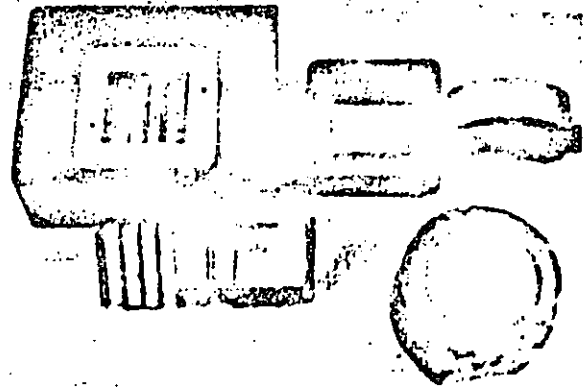
Figura 17-1

Equipo de corte directo.

(a) Máquina de corte directo que puede ser de operación manual o con motor (como la mostrada). Todas las máquinas son similares en detalles: anillo de carga y deformímetro de carga a la derecha. Deformímetro central vertical apoyado sobre el yunque de carga para medir consolidación/expansión durante el corte. El deformímetro de la izquierda mide la deformación cortante.



(b) Dos cajas de corte. Ambas —de tipo cuadrado o circular— se atornillan a la caja de saturación la cual es removible de la máquina [verla bajo el yunque de carga en (a)]. Nótese el uso de piedras porosas estrías. La altura de la muestra se limita a 20 mm; el peso de la parte superior de la caja circular y del pistón circular mostrados es de 1778 g. Nótese que mediante el ajuste adecuado del contrapeso —ver el bloque acoplado al yunque vertical de carga en (a)— es posible producir la tara del equipo.



de τ contra σ_n para los diferentes ensayos (generalmente con τ como ordenada), dibujar una línea a través del lugar geométrico de los puntos resultantes, o del promedio del lugar geométrico de los puntos, y establecer la pendiente de la línea como el ángulo y el intercepto con el eje τ como la cohesión c . Así se consigue una solución gráfica de la ec. (15-1).

Para materiales no cohesivos, la cohesión debería ser cero por definición y la ec. (15-1) se convierte en:

$$\tau = \sigma_n \tan \phi \quad (17-3)$$

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 despreciarse a menos que sea más de 10 a 15 kPa. 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 el tipo de caja de corte que se diseñó, ni tampoco se tiene 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.

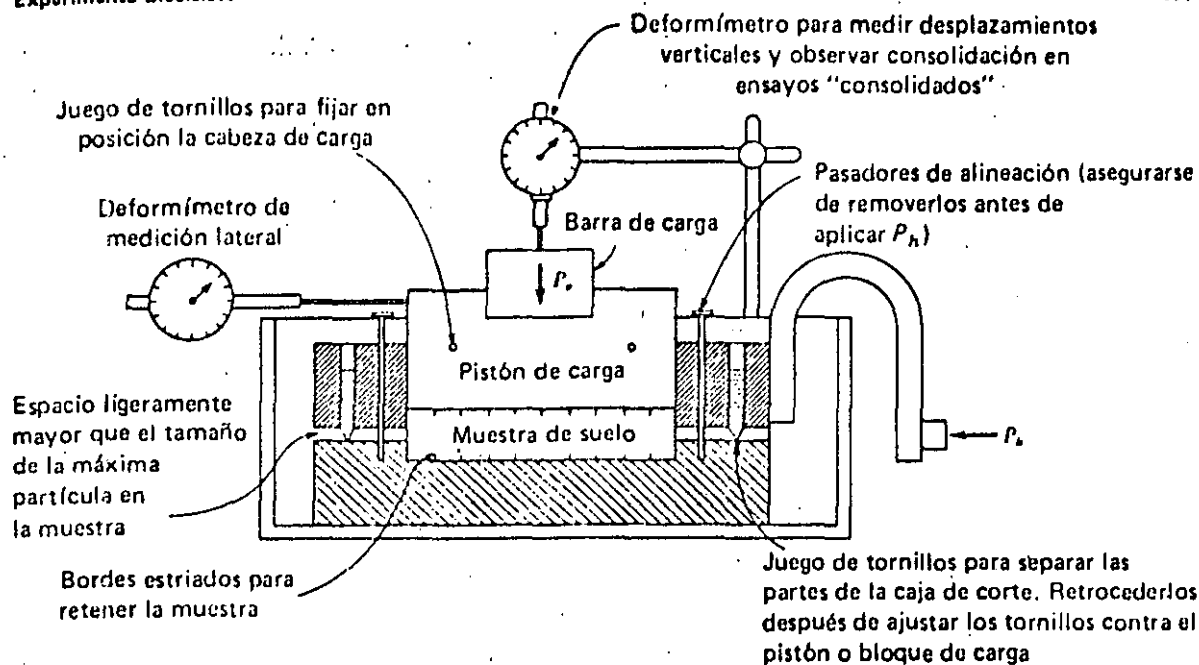


Figura 17-2
Detalles del ensayo y la caja de corte directo.

4. El tamaño de la muestra 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 su popularidad inicial nuevamente, por las siguientes razones entre otras:

1. El ensayo triaxial es, relativamente, mucho más difícil de ejecutar e interpretar — especialmente si se toman medidas de presión de poros.
2. El tamaño de las muestras hace que 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 ha introducido cajas con muestra cuadrada de forma que la reducción de área durante el ensayo puede fácilmente tenerse en cuenta si se desea. El uso de cajas cuadradas es relativamente reciente, y la mayoría de las máquinas antiguas todavía en servicio utilizan muestras de caja circular.
4. La máquina de corte directo es mucho más adaptable a los equipos electrónicos de medición, de forma que no se requiere la presencia continua 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 triaxiales¹ (probablemente esto se debe más a problemas del operador que al hecho de que los equipos tengan igual capacidad de comportamiento). Lo anterior no quiere indicar que el ensayo triaxial sea indeseable; si no más bien que, si se desean únicamente los parámetros de suelos, los valores que brin-

¹En arenas con 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 (ver Lec, 1979). Debajo de 35° , el valor de ϕ obtenido es casi el mismo en ambos ensayos.

da el ensayo de corte directo se han encontrado usualmente bastante aceptables. Y como ya se ha aclarado, hay alguna información como el comportamiento de presión de poros durante el corte, que no puede ser evaluado utilizando este ensayo de corte directo.

Los ensayos de corte directo pueden clasificarse como sigue:

1. *Ensayos no consolidados-no drenados o ensayos U.* 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 poros 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 parámetros adecuados de resistencia al corte.

Procedimiento *Esta es una práctica de clase*

A. SUELO NO COHESIVO—TRABAJO DE LABORATORIO

1. Pesar un plato grande de arena seca (o mojada con el contenido de humedad conocido con exactitud) con suficiente material para hacer por lo menos tres ensayos a la misma densidad.
2. Ensamblar cuidadosamente la caja de corte (retroceder cualquier separación existente entre las partes de la caja y los tornillos de empalme) y fijar la caja en posición. Obtener la sección transversal A de la muestra.
3. Colocar cuidadosamente la arena en la caja de corte hasta cerca de 5 mm del borde de la superficie del anillo y colocar el pistón de carga (incluyendo la piedra porosa) sobre la superficie del suelo. Tomar un nivel pequeño y verificar la nivelación del pistón o bloque de carga.

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 de la caja de corte.

4. Aplicar la carga normal P_v deseada y colocar el dial para determinar el desplazamiento vertical (con precisión de 0.01 mm por división). Recordar incluir el peso del pistón de carga y la mitad superior de la caja de corte como parte del peso P_v .¹

Para ensayos consolidados, registrar en el dial el desplazamiento vertical y comenzar el ensayo, solo cuando el asentamiento ha parado. Para suelos no cohesivos esto puede hacerse a partir de la aplicación de P_v .

¹ Algunas cajas de corte (incluyendo la del autor) permiten tarar estos pesos junto con los del soporte colgante o yunque, de forma que el peso añadido sea directamente el peso normal efectivo.

5. Separar dos partes de la caja de corte desplazando los tornillos espaciadores que se encuentran en la parte superior de la caja de corte. El espacio desplazado debería ser ligeramente superior (al ojo) que el tamaño más grande de partículas presente en la muestra. A continuación se debe fijar el bloque de carga apretando los tornillos de fijación provistos para tal propósito a los lados de la parte superior de la caja de corte. Inmediatamente después separar los tornillos espaciadores de manera que se libere la parte inferior de la caja de corte; en este momento la carga normal, la mitad de la carga de la caja de corte, y el bloque o pistón de carga se encuentran actuando sobre la muestra de suelo.
6. Ajustar el deformímetro de carátula (0.01 mm/división) para medir el desplazamiento en cortante.
7. Para ensayos saturados, saturar la muestra llenando la caja de corte y permitiendo transcurrir suficiente tiempo para que tenga lugar la saturación.
Asegurarse de que las piedras porosas que se encuentran en la caja de corte estén saturadas si el suelo al ensayarse contiene alguna humedad.
8. Comenzar la carga horizontal (cortante) y tomar lecturas del deformímetro de carga, del deformímetro de desplazamiento cortante, y del deformímetro vertical (cambio de volumen). Si el ensayo es de tipo deformación unitaria controlada, se deben tomar esas lecturas a desplazamientos horizontales de:

5, 10, y cada 10 ó 20 unidades de desplazamiento horizontal

Utilizar una tasa de deformación unitaria del orden de 0.5 a no más de 2 mm/min. No utilizar tasas de deformación unitaria más rápidas, pues existe el peligro de que se presente el pico de carga cortante entre dos lecturas. La tasa de deformación unitaria debería ser tal que la muestra "falle" entre 3 y 5 min.

9. Retirar la arena de la caja de corte y repetir los pasos 1 a 8 sobre por lo menos dos muestras adicionales y a una densidad ojalá dentro de los 5 g y no más de 10 g respecto a la cantidad de suelo usada en el primer ensayo. Asegurarse de que la arena ocupe el mismo volumen utilizando las marcas de referencia del paso No. 3.

En el paso 4 usar un valor diferente de P_v para cada ensayo (se sugiere doblar la carga exterior, por ejemplo, 4, 8, 16 kg más el peso del bloque o pistón de carga para esos tres ensayos ó 5, 10, 20, kg, etc.).

B. SUELO COHESIVO—TRABAJO DE LABORATORIO

1. Moldear cuidadosamente tres o cuatro muestras al mismo tamaño (y, ojalá, a la misma densidad) tomadas de una muestra de bloque grande, o de una muestra de tubo, o de cualquier otro tipo de fuente. Utilizar un anillo cortante de manera que el tamaño pueda ser controlado bastante aproximadamente. Cualquier muestra con un peso apreciablemente diferente de las otras debe descartarse y en su lugar moldear otra muestra. [Qué constituye "apreciable" comparado con el tamaño de la muestra (del orden de 5 cm² X 20 a 25 mm de espesor) es asunto de criterio personal].

Nota: Se pueden necesitar seis muestras si el suelo está inalterado y preconsolidado. Mantener las muestras en ambiente de humedad controlada mientras se hace el moldeo, la preparación de la máquina de corte y los demás detalles del ensayo.

2. Retroceder la separación y el agarre de los tornillos guía en la parte superior de la caja de corte y ensamblar las dos partes. Asegurarse de que las piedras porosas están saturadas a menos que se vaya a ensayar un suelo seco.

Medir las dimensiones de la caja de corte para calcular el área de la muestra.

3. Colocar cuidadosamente la muestra dentro de la caja de corte. La muestra debe ajustarse perfectamente en la caja y llenarla hasta cerca de 5 mm de la parte superior de la caja de corte.

Colocar el bloque o pistón de carga en su sitio sobre el suelo, la carga normal P_v y ajustar el deformímetro de carátula vertical.

Para un ensayo consolidado es necesario controlar el deformímetro vertical igual que para el ensayo de consolidación (experimento No. 13) para determinar cuando la consolidación haya terminado.

4. Separar cuidadosamente las mitades de la caja de corte dejando una pequeña separación apenas mayor que el tamaño de la partícula más grande presente en el suelo, retroceder los tornillos de separación y empalmar la cabeza de carga en su sitio utilizando los tornillos fijos para tal propósito.

Asegurarse de que la carga normal refleje la fuerza normal más el peso del bloque de carga y la mitad superior de la caja de corte.

Ser extremadamente cuidadoso al separar la caja de corte cuando se ensaya una arcilla blanda porque parte del material puede ser extruido fuera de la caja por la zona de separación —utilizar en esos casos cargas verticales pequeñas y/o hacer si puede requerir el hacer la consolidación antes de la separación de las cajas.

5. Acoplar el deformímetro de deformación cortante, fijar en cero tanto el deformímetro horizontal como el vertical. Para ensayos saturados, es necesario llenar la caja de corte con agua y esperar un tiempo razonable para que se produzca la saturación de la muestra.
6. Comenzar la carga horizontal (cortante) y tomar lecturas del deformímetro de carga, desplazamiento de corte y desplazamientos verticales (de cambio de volumen). Si el ensayo se hace a deformación unitaria controlada tomar estas lecturas a desplazamientos horizontales de

5, 10 y cada 10 ó 20 unidades del deformímetro de desplazamiento horizontal.

Utilizar una tasa de deformación unitaria del orden de 0.5 a no más de 2 mm/min. No utilizar tasas de deformación unitaria demasiado altas, ya que es posible que la carga pico de corte esté entre dos lecturas. La tasa de deformación unitaria debería ser tal que la muestra "falle" en 5 a 10 min a menos que el ensayo sea de tipo CD.

La velocidad de deformación para el ensayo CD debería ser tal que el tiempo para que la falla ocurra t_f sea:

$$t_f \approx 50t_{50} \quad (\text{A-4})$$

donde t_{50} es el tiempo necesario para que ocurra el 50% de la consolidación bajo la carga normal P_v . Si t_{50} no es fácil de obtener, puede utilizarse

$$t_f = 35t_{100} = 25t_{70} = 12t_{50}$$

Puede hacerse una gráfica de la lectura de deformación vertical contra el log del tiempo similar a la del ensayo de consolidación del suelo. Cuando P_v es muy grande podría ser necesario aplicar la carga en incrementos en vez de aplicarla toda de una vez por las razones discutidas en el experimento No. 13.

7. Remover el suelo y tomar una muestra para contenido de humedad. Repetir los pasos 2 a 6 para dos o más muestras adicionales. Si el suelo está preconsolidado y se utilizan seis muestras para el ensayo, es preciso asegurarse de utilizar un rango de tres cargas normales a cada lado del esfuerzo de preconsolidación.

C. CALCULOS

Los siguientes cálculos son aplicables tanto a suelos cohesivos como a suelos no cohesivos.

1. Calcular el esfuerzo normal nominal como:

$$\sigma_n = \frac{P_v}{A}$$

donde A = área de la sección transversal de la muestra de suelo en la caja de corte

P_v = carga total normal incluido el peso del bloque de carga y la mitad superior de la caja de corte.

2. Dibujar una curva de desplazamiento horizontal δ_h contra la fuerza cortante horizontal P_h para obtener el mayor valor de la fuerza cortante última.¹ Para calcular esfuerzo cortante como:

$$\tau = \frac{P_h(\text{último})}{A}$$

¹ Como alternativa, dibujar una gráfica de las unidades de desplazamiento horizontal contra las unidades de desplazamiento del deformímetro de carga como se muestra en la Fig. 17-4 para obtener la máxima fuerza cortante.

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (Cohesivos, no-Cohesivos)

Formato 21

Proyecto CORTE DIRECTO (DATOS EDITADOS)

Trabajo No.

Localización del Proyecto UNIV. DE BRADLEY

SOLIDO

Perforación No.

Muestra No.

Descripción del Suelo ARENA MEDIA A GRUESA

Profundidad de la Muestra

Realizado por J.E.B & R.G.L

Fecha de la práctica 11/12/77

Estado de suelo (~~humedo~~-seco). Muestra de suelo (inalterada, alterada).

Datos para obtener la densidad de la muestra si no es inalterada

RESOLUCION + VIDRIO + MUESTRA =
Datos para el contenido de humedad
DESP. DE LA MUESTRA

Peso inicial recipiente + suelo = 1326.29

Peso suelo húmedo + lata =

Peso final recipiente + suelo = 1236.0

Peso suelo seco + lata =

Peso de suelo usado = 140.7

Peso de la lata =

Peso del agua =

Peso del suelo seco =

Contenido de humedad, w% =

Datos de la muestra para corte

Dimensiones de la muestra:

Diám. o lado = 5.08 x 5.08 cm

Altura = 3.42 cm

Area = 25.81 cm²

Vol. = 88.26

Densidad: =

$\gamma_{suelo} = 15.62 \text{ kN/m}^3$

$\gamma_{húmedo}$

Carga normal = 5 kg

Esfuerzo normal $\sigma_n = 19.0 \text{ kPa}$

Velocidad de carga = 0.50 mm/min

Constante del anillo de carga = (1.376 N/div.)
0.1496 kg/div.

LECTURA DEL DEFORMIMETRO VERTICAL (X0.01mm)	DESP. VERT. (mm)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO HORIZONTAL (X0.01mm)	DESP. HORIZ. (mm)	AREA CORREGIDA A'	DEFORMIMETRO DE CARGA READING	FUERZA DE CORTE HORIZONTAL (N)	ESFUERZO CORTANTE r. kPa
0	0	0	0	-	0	0	0
+0.5		10			14		
+2.5		20			19		
+3.0		40			24		
+2.0		60			25		
+2.0		75			26		
+1.5		100			29		
+1.5		150			30		
+1.5		175			31		
+1.5		200			31		
+1.5		250			29.5		
+1.5		300			26		

NOTA: VER FIG. 17-4 PARA EL GRAFICO. + V = EXPANSION DE LA MUESTRA

Nota: Introducir las unidades necesarias en los encabezamientos.

*Para muestras cuadradas se puede usar como área corregida de la muestra en la falla como $A' = A_0 - b \Delta H$ para calcular σ_n y τ

Figura 17-3

Datos del ensayo de corte directo (suelo no-cohesivo)

Nota: En este cálculo se puede utilizar la fuerza cortante residual (aquél valor algo menor que la fuerza cortante última que se registra cuando se han inducido deformaciones superiores a las requeridas para desarrollar la fuerza cortante última) para obtener los parámetros de resistencia residual.

3. Dibujar el valor del esfuerzo cortante τ contra σ_n para el ensayo. Trazar una línea recta a través de los puntos dibujados (Fig. 17-5). Asegurarse de usar la misma escala tanto para la ordenada (τ) como para la abscisa. Obtener el intercepto de cohesión (si existe) con el eje ordenado y medir la pendiente de la línea para obtener el ángulo de fricción interno.

Si se dibujan los esfuerzos de resistencia residual al corte contra σ_n se encuentran los parámetros de resistencia residual al corte.

4. Sobre la gráfica de δ_n contra P_n y utilizando la misma escala para el desplazamiento horizontal hacer una gráfica de desplazamiento vertical contra δ_n (como en la Fig. 17-4). Esta gráfica mostrará el cambio de volumen contra el desplazamiento cortante del material. Hacer los comentarios adecuados en el informe sobre la magnitud y la forma de esta gráfica.
5. Es preciso comentar en el informe los valores obtenidos para los parámetros de resistencia al corte.

Hacer consideraciones sobre si debió utilizarse la corrección de área para calcular el esfuerzo cortante (y el esfuerzo normal) o si los resultados son conservativos o no conservativos por el hecho de no haber considerado dicha corrección.

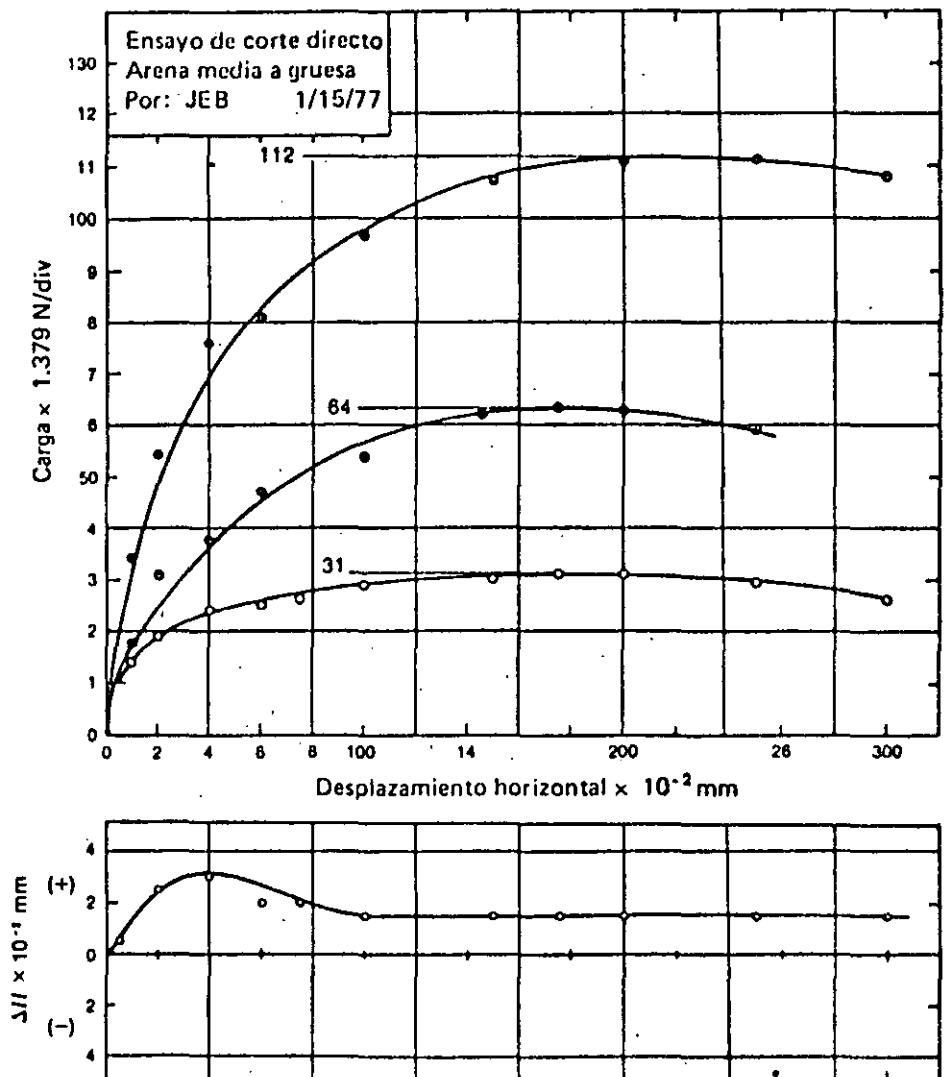


Figura 17-4

Gráfico del corte y el cambio de volumen vs. desplazamiento horizontal (nótese el tipo de unidades para economizar tiempo).

Comentar porqué es necesario en los experimentos 14 a 16 dibujar una curva de esfuerzo de deformación unitaria contra esfuerzo para obtener el máximo esfuerzo mientras que el máximo esfuerzo cortante a este ensayo de suelos se obtiene a partir de una gráfica como la de la Fig. 17-4.

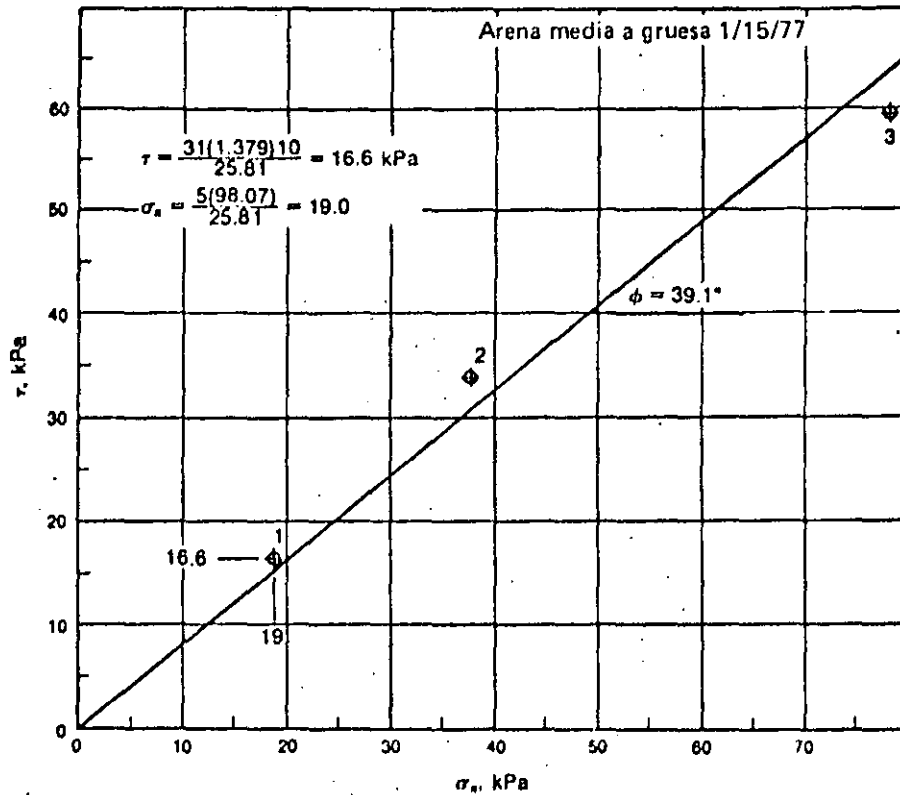


Figura 17-5
 Gráfico del esfuerzo cortante vs. esfuerzo normal para obtener el(los) parámetro(s) del suelo.

TRATAMIENTO DE SUELOS

En este capítulo se presenta la manera de mejorar el suelo de cimentación, en cuanto a su resistencia y deformabilidad, con lo cual se logra un mejor comportamiento de las estructuras.

El suelo se puede estabilizar y tratar a través de procesos mecánicos y/o químicos. Los temas que se verán son:

- Estabilización de suelos
- Teorías sobre la mecánica de estabilización
- Estabilización mecánica
- Estabilización con cal
- Estabilización con cemento.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

M E C A N I C A D E S U E L O S

TRATAMIENTO DE SUELOS

ING. HECTOR SANGINES

JUNIO , 1985.

"ESTABILIZACION DE SUELO Y SU APLICACION A LOS PAVIMENTOS"
ING. CARLOS MARTIN BOLIO

La Estabilización se definirá ampliamente en el capítulo III, ahora sólo se dará una breve definición:

Básicamente la Estabilización de los suelos consiste en mejorar sus características de resistencia y funcionabilidad, alterando sus propiedades por medio de agentes estabilizadores o medios mecánicos. En el capítulo IV, se verán distintas teorías sobre estabilización y en el capítulo V se hará referencia a la estabilización mecánica o física (compactación).

La estabilización química, comprende la modificación de la resistencia de la masa de suelo por medio de agentes tales como la cal, el cemento, los cloruros y materiales bituminosos, incrementando su resistencia y dando como resultado un mejor funcionamiento del suelo para su utilización.

Los tipos de estabilización disponibles, así como el uso de los agregados (cal, cemento, materiales bituminosos y los cloruros), se presentan en los capítulos VI, VII, VIII y IX respectivamente, donde se comentan brevemente algunas de sus características como estabilizadores y el comportamiento de los suelos ya modificados por estos agentes. Conviene anotar que comparando los métodos de estabilización, con los métodos de comportamiento de los suelos de aplicación, se verá que existen justificaciones razonables para tales generalizaciones, como "usar cal con la arcilla y cemento con la arena o grava". Esto no quiere decir que técnicamente un método de estabilización sea mejor que otro; -

lo que probablemente sí implica que en ciertas circunstancias, son a veces más económicos dependiendo de las condiciones de ambiente en el lugar.

En el capítulo X, se presentan diversos procedimientos constructivos así como la maquinaria y equipo indispensable para el logro de tales procesos. Los métodos prácticos por los cuales la Estabilización es llevada y las recomendaciones de diseño, están expuestas en éste capítulo. Es muy posible que los patrones de uso, se verán alterados substancialmente con el paso del tiempo, ya que la facultad de estabilizar los suelos con mejores y más eficientes técnicas sean desarrolladas y así poder alcanzarlas.

En el capítulo XI, se hace una pequeña sinópsis de la historia de los pavimentos y se introduce al comportamiento de éstos como estructuras compuestas por un sistema multicapa que va desde el mismo suelo de cimentación, hasta las superficies de rodamiento, las cuales le dan a los pavimentos su definición.

La aplicación de la Estabilización de Suelos en los pavimentos, se presenta en el capítulo XII. Haciendo mención de los resultados obtenidos en pavimentos estabilizados con diferentes aditivos y evaluando comparativamente los costos de ejecución.

C A P I T U L O I I I

ESTABILIZACION

Para comprender la estabilización de los suelos, debemos responder las siguientes preguntas que se pueden destacar y agrupar en el siguiente orden:

- A) ¿Qué se entiende por estabilización?
- B) ¿Cuáles suelos son susceptibles de estabilizarse?
- C) ¿Cómo y por qué se deben de estabilizar?

Estas cuestiones, las trataré de contestar de forma sopeera ya que el tema es muy amplio y podría llenar varios volúmenes.

A) En su concepto más amplio se puede definir la "Estabilización" como un proceso de mejoramiento de un suelo "malo" (a aquel que desde un punto de vista ingenieril no es apto para usarse) por medio de agentes químicos y procedimientos mecánicos, que garantice el mejor comportamiento del suelo en el que se construye una estructura (un edificio, una base para carretera, una pista para un aeródromo, etc.) sin que la superestructura sufra deformaciones apreciables, flujos de agua excesivos o asentamientos mayores que los permitidos para garantizar la seguridad de los usuarios.

También bajo el nombre de estabilización de suelos, se agrupan todas aquellas técnicas que tienen como finalidad mejorar las propiedades mecánicas de los suelos naturales.

Un problema que continuamente encara el ingeniero civil, es el de mejorar suelos que de otra manera serían inadecuados, con procedimientos de construcción y técnicas apropiadas, que constituyen el proceso de estabilización. En muchas ocasiones, suelos que son insatisfactorios en estado na

tural, pueden ser alterados por la adición de mezclas y agregados o por una adecuada compactación y así hacerlos apropiados para la construcción de carreteras, terraplenes, bases para cimentación, etc.

Como en todo problema de diseño en ingeniería, el aspecto económico (en cuanto a los beneficios derivados del proceso de estabilización) determinará el uso del proceso, y qué tanto de él se garantizará.

Es oportuno en este punto, el revisar los principios básicos de diseño, de modo que la estabilización rinda frutos tanto técnica como económicamente.

B) Los suelos susceptibles de estabilizarse, son aquellos que tienen relativamente baja resistencia a los esfuerzos a que se someterán y valor de soporte, también se estabilizan los suelos expansivos y los de alto índice de contracción.

Como ejemplo de suelos que deben estabilizarse, tenemos aquellos que son orgánicos, pantanosos, arcillosos y limosos (muy suaves), arcillas sensibles (contráctiles o expansivas), suelos muy húmedos o con alto contenido de agua, suelos permanentemente congelados, arenas sueltas o no confinadas, etc.

Existe un gran número de procedimientos para estabilizar los suelos, aplicables a diversos casos, pero en general, se pueden clasificar en cuatro grandes grupos: 1) Mecánicos, 2) Químicos, 3) de Cementación y 4) de Agregado de Sustancias Bituminosas. Estos procedimientos son de particular interés en la construcción, ya sean bases para carreteras, terraplenes para vías férreas, aplicaciones a problemas relacionados con cimentaciones, etc.

C) El suelo natural es un material complejo y variable, ingenierilmente hablando. No obstante por su gran disponibilidad y su bajo costo de adquisición, ofrece grandes oportu-

nidades para el uso adecuado como material en la ingeniería. Sin embargo el suelo, no es siempre en algunos sitios, trabajable total o parcialmente para los requerimientos del ingeniero, por lo cual requiere de un proceso de mejoramiento -- llamado estabilización, lo que implica que una decisión básica debe ser tomada y sea:

i) Aceptar el material de la localidad como es, y diseñar los parámetros suficientes para completar las restricciones impuestas por su calidad existente;

ii) Remover el material del sitio y reemplazarlo con un material superior en calidad y resistencia; o

iii) Alterar las propiedades mecánicas del suelo existente para crear un nuevo material capaz de satisfacer los requerimientos que se necesitan.

Esta última alternativa, que es la que nos ocupará en este trabajo, (la alteración de las propiedades del suelo para satisfacer los requerimientos ingenieriles), es la denominada "Estabilización de Suelos".

3.1.- FORMAS DE ESTABILIZACION Y ESTABILIZACION PROPIAMENTE DICHA

Las propiedades del suelo pueden ser alteradas de varias formas, entre las cuales se incluyen: como ya se dijo la química, la térmica, la mecánica y otras más. Sin embargo debe tomarse en cuenta que por la gran variabilidad de los suelos, no todos los métodos son siempre satisfactorios en todos los suelos.

Dado que, la heterogeneidad del suelo es muy frecuente aún en intervalos de pocos metros, la alternativa de un agente estabilizador es frecuentemente gobernada por su "Espectro de Respuesta", es decir, el número y tipo de suelos en el cual el agente ha sido encontrado efectivo.

Debe ser reconocido que la estabilización no es neces-

riamente la panacea por lo cual cualquier propiedad del suelo, es cambiada por otra mejor. El uso correcto de este proceso, requiere un claro y amplio conocimiento del suelo a -- tratar a fin de decidir cual de sus propiedades deberá modificarse, este proceso en cierta forma ingenieril específicamente, es un elemento importante en la decisión ya sea que el suelo se estabilice o no.

Por lo tanto, para poder tomar la decisión de estabilizar, es necesario conocer las propiedades del suelo y su comportamiento bajo las sollicitaciones de trabajo a que se someta.

3.2.- PROPIEDADES DEL SUELO

Las propiedades principales del suelo que le interesan al Ingeniero Constructor son:

- 1) Estabilidad de Volumen,
- 2) Permeabilidad, y
- 3) Resistencia,

Cuando durante la construcción no se tiene el control adecuado de estas propiedades, surgen fallas como consecuencia de procedimientos no aptos. No obstante es ventajoso -- discutir tratamientos correctivos, como una medida preventiva permanente de seguridad contra el desarrollo de condiciones adversas ya sea durante el desarrollo de la construcción o a través de la vida útil de la estructura.

A continuación, trataré de ampliar y explicar un poco el concepto de las propiedades antes mencionadas al principio de este párrafo, para poder así adentrarnos de lleno en los métodos y formas de estabilización.

3.2.1.- ESTABILIDAD DE VOLUMEN

Muchos suelos arcillosos se expanden o contraen con los cambios de contenido de agua; tales suelos son típicos de algunas regiones de inestabilidad climatológica. Pa-

C A P I T U L O I V

TEORIAS SOBRE LA MECANICA DE ESTABILIZACION

Veremos ahora varios tipos de componentes estabilizadores y el comportamiento que estos presentan en los diferentes tipos de estabilizaciones las cuales han sido clasificadas de acuerdo a las propiedades inherentes al suelo. Al final de este capítulo se presenta una tabla muy interesante en la cual se pueden observar los tipos de estabilizadores, formas de uso, notas de evaluación, propiedades del suelo ya estabilizado, procedimientos de construcción y limitaciones.

Los tipos de mezclas de adición, incluyen agentes cementantes, modificadores, agentes impermeabilizantes o a prueba de agua, agentes retenedores de agua, agentes retenedores a la acción del agua y diversos agentes químicos.

El comportamiento o efecto de cada una de estas mezclas es muy diferente una de otra, ya que cada una tiene un uso particular y respectivamente cada una tiene sus propias limitaciones.

Los materiales cementantes pueden ser usados incluyendo cemento portland, cal hidratada, mezclas de cal, mezclas de materiales bituminosos como el alquitrán de hulla y silicatos de sodio.

El cemento portland ha sido usado con gran éxito para mejorar los caminos de grava existentes, así como para estabilizar suelos en estado natural que por sus condiciones son poco resistentes. Puede ser usado en caminos de primer orden o rutas básicas, sub-bases de todo tipo y también en suelos granulares, pantanosos y arcillosos; pero nunca en suelos orgánicos o que presenten materia orgánica.

Como el suelo cemento muestra aumento de resistencia en

comparación con los materiales naturales, puede usarse muy a menudo en caminos que deban presentar resistencia a la abrasión.

Un agente cementante que se ha usado últimamente con mucho éxito es la cal hidratada. La cal aumenta la resistencia del suelo primeramente por su acción puzolánica, que consiste en la formación de silicatos y aluminatos sedimentarios.

Este agente, es más eficiente cuando se usa sobre materiales granulares medianos y chicos, limos y arcillas secos. La cantidad requerida para una hidratación adecuada generalmente es relativamente baja.

Las mezclas de suelos calizos son generalmente susceptibles a la congelación y a la acción descongelante, por ello su uso está limitado a regiones donde el clima es benigno.

El alquitrán de hulla al cual por comodidad denominaremos con el vocablo inglés de "flyash", se produce quemando hulla y tiene un alto contenido de silicatos y aluminatos, por lo cual, la adición de alquitrán a suelos estabilizados con cal, acelera la acción puzolánica. Sin embargo la cantidad de "flyash" requerida para una estabilización adecuada, es relativamente alta, restringiéndose su uso a zonas que tienen disponibles grandes cantidades de carbón (ya que el "flyash" o alquitrán de hulla es el producto de los residuos que deja el carbón al quemarse), para que el costo se abata considerablemente.

El silicato de sodio combinado con cloruro de calcio, cementa al suelo por la formación de un gel. El uso de este tipo de estabilizadores está restringido generalmente a cimentaciones profundas por lo que los productos químicos deben ser inyectados al suelo. También se puede usar en suelos arenosos y otros suelos que tienen relativamente un alto coeficiente de permeabilidad.

Muchas veces el uso de un material cementante está restringido a causa de su costo y por lo tanto pocas cantidades

del material pueden añadirse para meramente modificarlo. Entre los modificadores de más frecuente uso, están la cal hidratada, el cemento y el betún.

El cemento y la cal, cambian la película de agua adsorbida de las partículas del suelo, modifican en cierta medida los minerales arcillosos y disminuyen el índice de plasticidad del suelo. (Pequeñas cantidades de materiales bituminosos son a menudo empleados como agragados de baja graduación en donde la función del betún, es retardar la absorción de humedad de la fracción arcillosa en la mezcla del agregado del suelo).

Los materiales modificadores son generalmente más aceptados para usarse en los terraplenes de las carreteras.

Otros materiales estabilizadores que pueden integrar otra categoría de estabilización, son aquellas sustancias estabilizantes a prueba de agua. También entre estos se encuentran ciertas sustancias bituminosas que al cubrir el suelo en forma de membranas plásticas, retienen la acción de la humedad, por lo que la estabilización con bituminosas está mejor adaptada para suelos semigranulares.

Algunos productos químicos como el cloruro de calcio y el cloruro de sodio aumentan el índice de absorción de agua en el suelo, ya que disminuyen el punto de congelación del agua por lo que pueden usarse en la construcción como retardadores de la evaporación de agua del suelo durante el proceso de compactación y en algunos casos para prevenir la congelación del agua del suelo en zonas de períodos largos de nevadas.

Muchos otros reactivos químicos están disponibles para la estabilización. Ellos incluyen compuestos, los cuales producirán un suelo hidrofóbico. Estos reactivos disminuirán el índice de absorción de agua a una extensión menor. Por lo general son muy costosos por lo que la amplitud de su uso está ciertamente limitado.

TIPO Y ACCION	AGREGADO	MECANISMOS PRIMARIOS DE ESTABILIZACION
<u>Agentes cementantes</u>	Cemento Portland	Principalmente hidratación, y algunas modificaciones en los minerales de arcilla.
"Incrementan la resistencia del suelo por la acción cementante del agregado."	CAL Cal y cenizas volantes (Flyash) Silicato de sodio	Cambio del agua y floculación química. Modificación de los minerales de arcilla por la acción puzzolánica de la cal y el sílice del flyash. Solidificación por gel.
<u>Modificadores</u>	Cemento	Modificación del contenido de agua en las arcillas.
"Mejoran la plasticidad de los suelos y algunos, incrementan su resistencia."	CAL Materiales Bituminosos	Se modifica el agua adsorbida en los minerales de arcilla. Retardan la absorción de humedad.
<u>Agentes Impermeabilizantes</u>	Materiales Bituminosos Membranas	Retardan la absorción del agua por recubrimiento de los granos del suelo con el agregado estabilizador. Previenen el libre movimiento del agua y evitan la evaporación.
<u>Agentes retenedores de agua</u> (cloruros)	Cloruro de calcio Cloruro de sodio	Propiedades delicuescentes, cambios de base y puntos -- más bajos de congelamiento. Propiedades delicuescentes, y puntos más bajos de congelación.
<u>Retardadores de agua</u>	Compuestos orgánicos catiónicos	Alteran los minerales de arcilla para actuar como agentes hidrófobos.
<u>Agentes Químicos</u>	Resinas Calcio Acrilato Sulfito Lignina	Estos, están limitados a aplicaciones especiales.

ESTABILIZANTES O ESTABILIZADORES

USOS	ADAPTABILIDAD	CANTIDAD APROXIMADA EN PESO	METODOS DE EVALUACION
En bases y sub-bases	En suelos arenosos o arcillosos	de 9-15 % a 5-9 %	Pruebas de durabilidad y compresión
Terracerías y subrasantes	En materiales granulares con arcilla.	2-5 %	Laboratorio
Algunas bases, sub-bases y terracerías.	En materiales granulares apoyados en lechos arcillosos.	2-5 % de cal 10-20 % de flyash	Laboratorio
En suelos de cimentación.	En suelos arenosos	-----	Pruebas especiales de laboratorio.
Mejoramiento leve de bases y sub-bases, y mejoramiento de terraplenes y terracerías.	Se mejoran los minerales de las arcillas existentes en el camino o tramo en construcción.	0.5-4 % 0.5-4 % 1-3 %	Granulometría y determinación de los límites de Atterberg. Pruebas de absorción.
Principalmente en las bases.	En suelos arenosos, algunas arcillas y materiales de baja calidad para bases.	4-6 %	Pruebas de absorción de humedad, compresibilidad y cambio de volumen.
Principalmente en las subbases	En suelos que pueden mejorarse por medio de compactación.	-----	Pruebas de resistencia en estado natural del terreno.
Conviene en la construcción de caminos con tráfico continuo.	Como agregado para base y subbase. Como agregado para base.	0.5-1.5 % 0.5-1.5 %	Cualquier prueba de laboratorio IDEM
Principalmente en sub-bases	Principalmente en suelos arcillosos muy húmedos.	Según indique el laboratorio.	Pruebas de compresión, absorción de agua y cambio de volumen.

"TABLA 4-1"

CAMBIO DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO

γ_w	L L	L P	I P	PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION	LIMITACIONES
Decrece*	Leve reducción	Crece	Decrece	Pulverización, mezcla, compactación y curado.	No se deben trabajar suelos orgánicos.
Decrece*	Varía	Crece	Decrece	IDEM	El congelamiento y deshielo, pueden ser destructivos.
Decrece*	Varía	Crece	Decrece	IDEM	La cantidad de ceniza volante puede ser alta.
-----	-----	-----	-----	Por inyección.	Según los asentamientos permisibles.
-----	Varía	Crece	Decrece	Pulverización, mezclado y compactación.	El incremento en la resistencia, puede ser bajo o poco significativo.
-----	Varía	Crece	Decrece	IDEM	
-----	-----	-----	-----	IDEM	
Decrece	-----	-----	-----	Mezclado, compactación y curado.	Restringidas por la plasticidad del suelo.
Ninguna	Ninguna	Ninguna	Ninguna	Compactación a altas densidades.	La construcción, puede ser difícil.
Leve Incremento	Leve Reducción	Ninguna	-----	Esparcir en seco o mezclado con agua.	Filtraciones
Leve Incremento	Leve Reducción	Ninguna	-----	IDEM	Filtraciones
-----	-----	-----	-----	Mezcla y compactación.	Mezclando muy pequeñas cantidades puede ser difícil.

*En algunos casos, se presenta un pequeño incremento, para suelos granulares.

A continuación, se verán a groso modo diferentes procedimientos para estabilizar los suelo y que son aplicables a diversos casos pero que en general se pueden clasificar en dos grandes grupos: A) la estabilización mecánica (compactación) y B) la estabilización química que comprende básicamente tres tipos de estabilizaciones:

- Ba) Estabilización con cal o química propiamente dicha.
- Bb) Cementación o estabilización con cemento.
- Bc) Estabilización con sustancias bituminosas.

4.1.- ESTABILIZACION MECANICA O FISICA

Por métodos mecánicos, se entiende la modificación de la granulometría del suelo por estabilizarse, mezclándolo mecánicamente con otros u otro suelo de diferente granulometría, para obtener un producto que, compactado, cumpla con determinadas características en cuanto a resistencia, adherencia entre sus partículas, permeabilidad y compresibilidad.

Cuando se emplean suelos granulares que carecen de finos, en la construcción de bases de caminos vecinales o secundarios que se mantienen temporal o permanentemente sin recubrimiento superficial, es deseable la adición de pequeñas cantidades de finos, especialmente de arcillas de baja plasticidad que funcionarán como aglutinantes de las partículas gruesas y evitarán la desintegración de la base por el tránsito vehicular.

Además, los finos actúan como reguladores del contenido de humedad de la base, ya que, durante las estaciones secas permiten, por capilaridad, la restauración continua de la humedad que se pierde por evaporación en la superficie, y en épocas de lluvias, su baja permeabilidad reduce considerablemente la infiltración, de tal manera que, si el drenaje transversal es adecuado, se satura solamente una delgada capa superficial.

Muchas veces la adición de gravas o mezclas de grava y

arena a un suelo de finos, produce un buen material para base, menos susceptible a cambios volumétricos por variación de la humedad, menos compresible y más resistente que el suelo original.

Las mezclas del suelo deben de llenar ciertos requisitos de granulometría y plasticidad para ser aceptables como materiales de bases. La A.A.S.H.O. (American Association of State Highway Officials) ha fijado los requisitos granulométricos para obtener mezclas bien graduadas con límites de variación bastante amplios y contenido de finos de baja plasticidad. Estas especificaciones han sido adoptadas por muchos países, ya que cumplen con los requisitos de diseño satisfactoriamente.

La A.A.S.H.O., hace referencia a que la fracción fina (que pasa por malla No. 200) no deberá ser mayor de las 2/3 partes de la fracción que pasa por la malla No. 40. El Límite Líquido máximo aceptable es del orden del 35% y el índice de plasticidad debe de estar en un rango de 4 a 9.

Cuando las bases se mantienen durante largo tiempo sin recubrimiento superficial impermeable, las recomendaciones antes mencionadas de la A.A.S.H.O., son muy aconsejables para el buen funcionamiento de caminos y terracerías.

En relación con la resistencia y dureza de la fracción gruesa, la A.A.S.H.O. especifica la utilización de materiales que no se desintegran bajo la acción de los agentes de intemperismo. No se aconsejan suelos que contengan materia orgánica ni bolsas de arcilla.

En el capítulo siguiente, se explicará con más detalle la estabilización mecánica por compactación y densificación de mezclas sin agentes químicos.

4.2.- ESTABILIZACION QUIMICA

En la actualidad existen vari estabilización química, pero todos ellos

talmente dos finalidades; primero, la producción, mediante una reacción química, de una sustancia que funcione como aglutinante en los suelos granulares, o la adición de un compuesto químico que modifique las características de plasticidad de los suelos arcillosos.

El segundo objetivo, se logra gracias a un fenómeno físico-químico que ocurre en las partículas coloidales, conocido como "intercambio de bases", que consiste en la sustitución de los iones metálicos que se encuentran eléctricamente adheridos a las miscelas coloidales, por otros iones, también metálicos, que exhiben mayor afinidad química hacia el coloide, o se encuentran en mayor concentración en la solución del agua contenida en el suelo.

Este intercambio parece modificar las fuerzas atractivas y repulsivas de las miscelas, así como el espesor de la capa de agua adsorbida; condiciones de las que se sabe dependen grandemente las propiedades mecánicas de las arcillas.

Como ya se mencionó, la estabilización química comprende tres tipos de estabilizaciones de las que se desprenden otras más que iremos viendo más adelante en los capítulos subsiguientes.

4.2.1.- ESTABILIZACION CON CAL

La adición de sustancias químicas a los suelos, se emplea con diversos propósitos. Por ejemplo: el cloruro de calcio (CaCl_2), por su gran higroscopicidad y delicuescencia, es un auxiliar para asegurar que el contenido de humedad de los suelos estabilizados mecánicamente no descienda de un valor aceptable que garantice el efecto aglutinante de la arcilla durante períodos de sequía prolongados.

La aplicación sucesiva de soluciones de Oxido de Calcio (cal común), cloruro de calcio y silicatos de sodio, dan como resultado la formación de silicatos de Calcio que actúan como cementantes de los suelos granulares. El tratamiento

de arcillas altamente plásticas, por medio de compuestos de cal, disminuye considerablemente su plasticidad.

4.2.2.- ESTABILIZACION CON CEMENTO

La Cementación es la estabilización de un suelo con cemento Portland, íntimamente mezclados y compactados -- con humedad óptima. A esta mezcla o producto se le conoce como "suelo-cemento". Al igual que el concreto, al "suelo-cemento", debe someterse a un proceso de curado.

El uso del suelo-cemento, como material de construcción se ha generalizado mucho últimamente en varios países, especialmente en la construcción de caminos y carreteras. También se le emplea como base de pavimentos de concreto o asfálticos o como superficie de rodamiento solo que, en este último caso se le recubre con una delgada capa de arena y asfalto para evitar el desgaste por el tránsito de vehículos.

Se han estudiado y obtenido mezclas estabilizadoras de suelo-cemento con una gran diversidad de suelos los cuales se pueden agrupar en tres diferentes grupos de tipos de suelos:

- a) Suelos gruesos que contienen de 10 a 35% de finos;
- b) Suelos arenosos carentes de finos, tales como arenas de playa, arenas dunfíticas y arenas provenientes de los depósitos glaciares.
- c) Suelos limosos y arcillosos, los cuales al ser estabilizados con cemento en su mayor parte, presentan granulometrías que según Hewes y Oglesby, quedan dentro de los siguientes límites:

Malla	Porcentaje que pasa en peso
3 pulgadas	100
No. 4	55-100
No. 40	15-100
No. 200	0-50

El límite líquido y el índice plástico, son menores del 40% y 18% respectivamente.

El contenido de cemento varía de 5% al 18% por peso de suelo seco. La cantidad adecuada para cada tipo de suelo, debe ser determinada por pruebas de laboratorio que incluyan resistencia a la compresión simple y susceptibilidad al intemperismo, así como ensayos de compactación Proctor para determinar la humedad y el peso volumétrico óptimos.

4.2.3.- ESTABILIZACION CON SUBSTANCIAS BITUMINOSAS

La inclusión de sustancias bituminosas, mezcladas en frío o en caliente, según el tipo de material bituminoso que se use, mejora la estabilidad de los suelos arenosos, así como la de los suelos finos. En el primer caso funcionan como aglutinantes y en el segundo, como impermeabilizantes.

En la práctica, se han impermeabilizado con éxito suelos que contienen entre 10% y 50% de finos y menos del 50% de gravas, mediante la adición de 4 a 7% de sustancias bituminosas, para suelos finos y hasta 10% para suelos arenosos.

La mezcla puede hacerse en el sitio de la obra o en una planta. Los mejores resultados se obtienen cuando la compactación de las mezclas es superior al 95% del óptimo de la prueba Proctor según la A.A.S.H.O.

A continuación, en los siguientes capítulos, se verán con más detalle el uso, efectos y procedimientos constructivos de los materiales estabilizadores antes mencionados.

C A P I T U L O V

ESTABILIZACION MECANICA

5.1.- INTRODUCCION

Cuando el terreno de la zona donde se construirán cimentaciones para edificios o terraplenes de caminos y ferrocarriles, es de poca capacidad soportante, el ingeniero puede evitar problemas potenciales eligiendo otro lugar, mejorando las condiciones del suelo o eliminando el terreno indeseable y sustituyéndolo por un suelo más adecuado.

El primer método, el de elegir otro sitio, se utilizó - ampliamente en la construcción de carreteras y éstas se desviaban al encontrar obstáculos, como pantanos por ejemplo. - Al pasar el tiempo, la decisión de evitar los terrenos ma--- los, ha ido disminuyendo al mejorar las técnicas de construcción.

El constante aumento de velocidad de los vehículos que transitan por las carreteras, exigió normas más estrictas en las alineaciones de las mismas; así como el aumento de peso y dimensiones de los aviones exigió también mejores pistas - en los aeropuertos.

Con el desarrollo de ciudades y zonas industriales, la disponibilidad de lugares con buenos terrenos para cimentar, se agotó rápidamente y los ingenieros se han visto forzados a construir en zonas seleccionadas por razones diferentes a las condiciones de capacidad de soporte de las cimentaciones.

Un método para resolver el problema de los suelos inadecuados, es adecuar el proyecto a las condiciones existentes; así por ejemplo, pueden proyectarse cimentaciones flotantes o profundas para evitar gran parte de los problemas de asentamiento y estabilidad asociadas con los suelos blandos.

Otro método de que dispone el ingeniero, es la mejora del suelo, procedimiento que se vuelve cada vez más viable y atractivo. La mejora del suelo como ya se dijo, se denomina "Estabilización". En el sentido más amplio, es la modificación de cualquier propiedad del suelo para mejorar su comportamiento ingenieril. Como ejemplos, se pueden citar: el aumento de resistencia en las sub-rasantes de las carreteras; la disminución de la compresibilidad del suelo en la cimentación de una estructura; la reducción de la permeabilidad en la cimentación de una presa; etc. La mejora del suelo puede ser una solución provisional o puede constituir una medida permanente.

Los métodos de mejorar el suelo, pueden clasificarse siguiendo diversos criterios:

- a) De acuerdo con la naturaleza del proceso aplicado.
- b) De acuerdo con el tipo del material añadido.
- c) De acuerdo con el resultado deseado, según el proceso empleado.

Según el proceso, existen las estabilizaciones mecánica, química, térmica, eléctrica y físico-química. Las diversas técnicas de estabilización del suelo han sido comentadas ampliamente por investigadores de la talla de T. William Lamb, L. Shevard, Col, Legnards, Whitman, etc.

Se han obtenido numerosos datos empíricos sobre la mejora del terreno o la estabilización de los suelos, a partir de una amplia experiencia de campo. Shevard y Col, han estudiado la mejora del suelo para la construcción de presas. El Road Research Laboratory, ha investigado la estabilización de los suelos para la construcción de carreteras y aeropistas. Leonard y la A.S.C.E., han tratado de los aspectos de compactación, drenaje y precarga de los suelos. La conferencia especial de la A.S.C.E. en el año de 1958, estuvo dedicada a la colocación y mejora del suelo para cimentaciones.

El método más usual de estabilización, es el "aumento de compacidad" del suelo, es decir, la disminución de la relación de vacíos de la masa del suelo por medio de compresión sin agregar otros elementos sólidos. En este capítulo, se considerarán tres modalidades:

a) Compactación (aumento de la compacidad por medios mecánicos);

b) Precarga (aumento de la compacidad por colocación de una carga temporal);

c) Drenaje (eliminación del agua intersticial y/o reducción de la presión intersticial).

Estos métodos pueden utilizarse solos o combinados.

5.2.- COMPACTACION

Se entiende por compactación, "todo proceso que aumente el peso volumétrico de un material terroso o granular". En general es conveniente compactar un suelo para incrementar su resistencia al esfuerzo cortante, reducir su compresibilidad y hacerlo más impermeable.

El acomodo de las partículas, en un suelo que se mejora, no solo depende de las características del dispositivo que se usó para compactarlo, sino fundamentalmente de la humedad que tiene el material durante el proceso. Si las partículas están secas, la fricción intergranular opone una resistencia mayor al desplazamiento relativo entre ellas, que si se encuentran lubricadas por agua; si la masa de suelo tiene una humedad elevada, el agua llena los vacíos que podrían ser ocupados por partículas más pequeñas en un arreglo más denso dificultando la compactación. Esto último es cierto en suelos con un alto porcentaje de finos y no en las arenas gruesas y gravas debido a que en aquellos, la permeabilidad es muy baja y en los segundos el agua fluye casi libremente. Por lo anterior, para cada material existe un conte-

nido de humedad óptimo con el que se obtiene el máximo peso volumétrico.

La importancia de la compactación de los suelos, estriba en el aumento de resistencia y la disminución de capacidad de deformación que se obtienen al sujetar el suelo a técnicas que aumentan su peso volumétrico seco al disminuir su relación de vacíos.

Las técnicas de compactación se aplican a rellenos artificiales, cortinas para presas de tierra, diques, terraplenes para caminos y ferrocarriles, bordos de defensa, muelles, bases de aeropistas, etc. Algunas veces se hace necesario compactar al terreno natural como en el caso de cimentaciones sobre arenas sueltas.

5.2.1.- COMPACTACION "IN SITU"

Cualquier depósito de suelo puede ser compactado en su lugar de colocación ("in situ"), mediante equipos mecánicos a fin de mejorarlo aumentando su compacidad. La compacta "in situ" casi siempre se limita a los centímetros superiores del terreno antes de colocar un relleno o un terraplén. Las arenas pueden compactarse con rodillos hasta una profundidad de 1 1/2 mts. Sin embargo generalmente, la compactación se hace en capas sucesivas de suelo de unos 20 cm. de espesor.

La compactación "in situ" puede suponer uno o varios de los siguientes pasos:

- 1) Elección de un adecuado banco de préstamo.
- 2) Carga, acarreo y colocación del material de préstamo en el sitio de la obra en que se utilizará.
- 3) Extendido, por capas, del suelo escogido; el espesor de ellas puede variar desde unos pocos centímetros hasta medio metro, según el tipo de suelo y la maquinaria de compactación que se pueda usar.

- 4) Modificación de la humedad del suelo de préstamo que se coloca, reduciéndola por desecación o aumentándola adicionando agua, hasta llegar a la humedad óptima.
- 5) Mezclado del suelo vertido, para hacerle más uniforme y deshacer los terrones.
- 6) Compactación del suelo de acuerdo con algún método especificado hasta que se obtengan determinadas propiedades.

Los detalles del proceso de compactación y la maquinaria utilizada en cada operación, deben adaptarse a la obra particular de que se trate.

Durante la primera mitad del siglo XX, se han hecho grandes desarrollos en el tamaño y variedad de la maquinaria de compactación. El peso de los equipos de compactación ha aumentado desde aproximadamente 2 ton. hasta más de 180 ton.

Los rodillos lisos, pata de cabra, vibratorias y neumáticos, son los tipos principales de compactadores actualmente en uso.

En suelos cohesivos, pueden obtenerse altas densidades con la mayoría de los tipos de rodillos. Para estos tipos de suelo, los rodillos neumáticos son los mejores debido a las altas presiones de inflado en las llantas (hasta 10 Kg/cm²); sin embargo, los rodillos vibratorios son menos eficaces debido a la energía dinámica que transmiten al suelo. En suelos sin cohesión como las arenas y las gravas, se emplean tanto los rodillos vibratorios como los neumáticos para obtener compactaciones elevadas.

El control de la compactación "in situ", es muy importante para realmente obtener las propiedades especificadas para el suelo y así conseguir un material razonablemente uniforme.

Para obtener control de calidad, se puede determinar el

peso específico, la humedad u otra característica de clasificación con una frecuencia predeterminada. La frecuencia generalmente se expresa en forma de una prueba de laboratorio. Al tomar un volumen especificado en el terraplen para pruebas, por ejemplo, una serie de 4 pruebas por cada 4,000 m³ de terraplen, puede tenerse un control de calidad adecuado. El control de obra puede también hacerse con la resistencia medida "in situ" o con cualquier propiedad ingenieril.

5.2.2.- MÉTODOS DE COMPACTACION

La compactación del suelo, depende del tipo de materiales que lo constituyen para cada caso de que se trate. Los suelos puramente friccionantes como la arena, se compactan eficazmente con métodos vibratorios, que hacen que las partículas más pequeñas se acomoden en los intersticios que forman las más grandes. En los suelos cohesivos y plásticos, el procedimiento de carga estática o los procedimientos no vibratorios, resultan los más ventajosos. En la práctica, estas características fijan los equipos de que debe disponerse para el trabajo de compactación.

La eficiencia de cualquier método de compactación depende de varios factores, y para poder analizar la influencia particular de cada uno, se requiere disponer de procedimientos estandarizados que reproduzcan en el laboratorio la compactación que se pueda lograr en el campo con el equipo adecuado y disponible.

Los pesos específicos secos máximos obtenidos en la compactación de suelos en el campo, resultan ser función del tipo de suelo, del contenido de agua usado y de la energía específica de compactación aplicada con el equipo que se utilice. Esta energía depende del tipo y peso del equipo de compactación así como del número de pasadas que se apliquen.

La compactación de terraplenes se realiza con rodillos "pata de cabra", lisos, neumáticos o vibratorios. Los rodi-

llos pata de cabra tienen como característica fundamental compactar el suelo de abajo hacia arriba ejerciendo un efecto de amasado en el mismo, por medio de unas protuberancias de 15 cm. de longitud, fijas a un tambor metálico y espaciadas entre sí de 15 a 25 cm. Estas protuberancias tienen la forma típica de la pezuña de una cabra, de ahí su nombre. Los rodillos metálicos lisos y los vibratorios, compactan al suelo de la superficie hacia abajo.

Para compactar grandes masas de arcilla, lo mejor es usar rodillos "pata de cabra", ya que este equipo proporciona las concentraciones de presión y efectos de amasado necesarios para la disgregación de los grumos y la compactación adecuada de estos materiales.

Existe evidencia de que los primeros intentos sistemáticos de compactación de masas arcillosas, fueron realizados en Asia en la construcción de bordos, haciendo el arisamiento manualmente con varillas de bambú; también se usó el uso de animales de pezuña sobre los terrenos por compactar. Los constructores ingleses y norteamericanos adoptaron la práctica y observaron que la cabra, por la forma peculiar de sus patas, era uno de los animales que más eficientemente compactaban las arcillas; el actual rodillo "pata de cabra" que fué inventado en California en 1906, reproduce esas tradiciones de un modo fiel, lo cual ofrece un ejemplo típico de como la moderna Mecánica de Suelos ha adoptado técnicas fundadas en prácticas ancestrales basadas en la experiencia más primitiva.

La compactación producida en los suelos por los diferentes equipos, depende del número de veces que éstos pasan sobre el material tendido. Con las primeras pasadas, la compactación crece muy rápidamente, ya que el peso volumétrico aumenta mucho con cada pasada; al seguir el proceso, el efecto de las pasadas va disminuyendo hasta que se llega a un momento en que el costo del proceso no es compensado por el in

cremento de las propiedades mecánicas del terreno.

El número de pasadas necesario para obtener el peso volumétrico seco requerido, es función del equipo que se use; un equipo pesado logrará más pronto el mismo efecto que otro más ligero. Actualmente, la tendencia es usar equipo de compactación pesados, a fin de reducir el número de pasadas sobre el material.

Por lo general el requerimiento de compactación en la obra, se basa en el peso volumétrico seco de proyecto, fijado en pruebas de laboratorio realizadas sobre el suelo de que se trata.

El equipo de campo necesario para lograr la compactación fijada, dependerá del valor o monto del peso volumétrico de proyecto, del contenido de agua natural del suelo en los bancos de préstamo o extracción y del tipo de suelo en sí. El material debe compactarse con la humedad óptima correspondiente al peso volumétrico obtenido en el laboratorio, por lo que el agua del suelo en el banco, se modificará ya sea añadiendo agua o secándolo, hasta obtener el contenido de agua requerido; generalmente el secado se hace aireando el suelo un período de tiempo después de ser extraído. Sin embargo, las condiciones climáticas pueden imponer restricciones muy serias respecto a la humedad del suelo por compactar; en tales casos, la prueba de laboratorio que fije los datos de proyecto, deberá tener en cuenta tales restricciones y el equipo de campo para trabajar sobre tales bases.

5.2.3.- FACTORES QUE INFLUYEN EN LA COMPACTACION DE LOS SUELOS

De entre todos los factores que influyen en la compactación obtenida en un caso dado, los más importantes

*NOTA: En el inciso 5.3, se especifica como se fija el peso volumétrico de proyecto.

son dos: el contenido de agua del suelo, antes de iniciarse el proceso de compactación y la energía específica empleada en dicho proceso. Por energía específica se entiende la energía de compactación suministrada al suelo por unidad de volumen.

El contenido inicial de humedad se puede determinar fácilmente en el laboratorio y su definición así como su obtención, ya que se comentaron en el capítulo II.

La energía específica de compactación se puede calcular y obtener de la siguiente manera, mediante la fórmula 5-1:

$$E_e = \frac{nWNh}{V} \text{ ----- (5-1)}$$

en donde:

E_e = Energía específica de compactación en $\text{Km}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$.

n = Número de capas de suelo.

W = Peso del pisón de compactación en Kg.

N = Número de golpes por capa.

h = Altura de caída libre del pisón.

V = Volúmen del suelo compactado.

Los datos que determinan la energía específica en la prueba, fueron establecidos originalmente por R. R. Proctor en base a poder reproducir los pesos específicos secos que podían lograrse económicamente con el equipo comercialmente disponible.

La prueba de laboratorio para determinar la energía específica de compactación, es conocida hoy en día como Prueba Proctor Estandar o Prueba A.A.S.H.O. Estandar*. La prueba consiste en compactar al suelo en cuestión, en tres capas co

* La A.A.S.H.O. (American Association of State Highway Officials) adoptó la prueba Proctor Standard para determinar sus compactaciones.

locadas sucesivamente dentro de un molde de dimensiones y -- forma especificadas, cada capa se compacta por medio de golpes con un pisón de dimensiones y peso especificados, el -- cual se deja caer libremente desde una altura prefijada un -- número de veces también fijo.

Con este procedimiento de compactación, se observa que, al aumentar la humedad del suelo, a partir del material casi sin agua, los pesos volumétricos secos crecen y por tanto, -- se obtienen mejores compactaciones. Esta relación no es lineal ni continuamente creciente y a partir de cierto valor -- de la humedad, los pesos volumétricos secos disminuyen, resultando bajas compactaciones en la muestra; es decir, para un suelo dado y usando un procedimiento de compactación fijo, existe un grado de humedad que produce el máximo peso volumétrico seco que puede lograrse con éste método de compactación; a ambos, la humedad y el peso volumétrico, se les denomina óptimos para el proceso de compactación usado.

Lo anterior puede explicarse teniendo en cuenta que, en los suelos con bajos contenidos de agua, se producen tensiones superficiales ejercidas en los vacíos del suelo por el a gua que está en forma capilar, originando compresiones entre las partículas sólidas constitutivas del mismo, formándose -- grumos que dificultan la compactación.

El aumento en el contenido de agua, disminuye la tensión superficial y los grumos se desintegran haciendo que una mis ma energía de compactación produzca mejores pesos volumétricos. Si el agua llena los vacíos del suelo, cuando éste es -- fino, impide que haya una buena compactación, puesto que el suelo no se desplaza fácilmente bajo el impacto del pisón, -- debido a la baja permeabilidad característica de estos suelos.

En el año de 1933, R. R. Proctor sentó las bases que -- hoy se emplean para controlar la colocación de los materiales en los terraplenes. Como antes se mencionó, Proctor mos tró que aplicando a un suelo una energía fija de compacta- --

ción, el peso volumétrico seco, obtenido varía con el contenido de humedad usado para compactarlos, según una curva como la que se muestra a continuación.

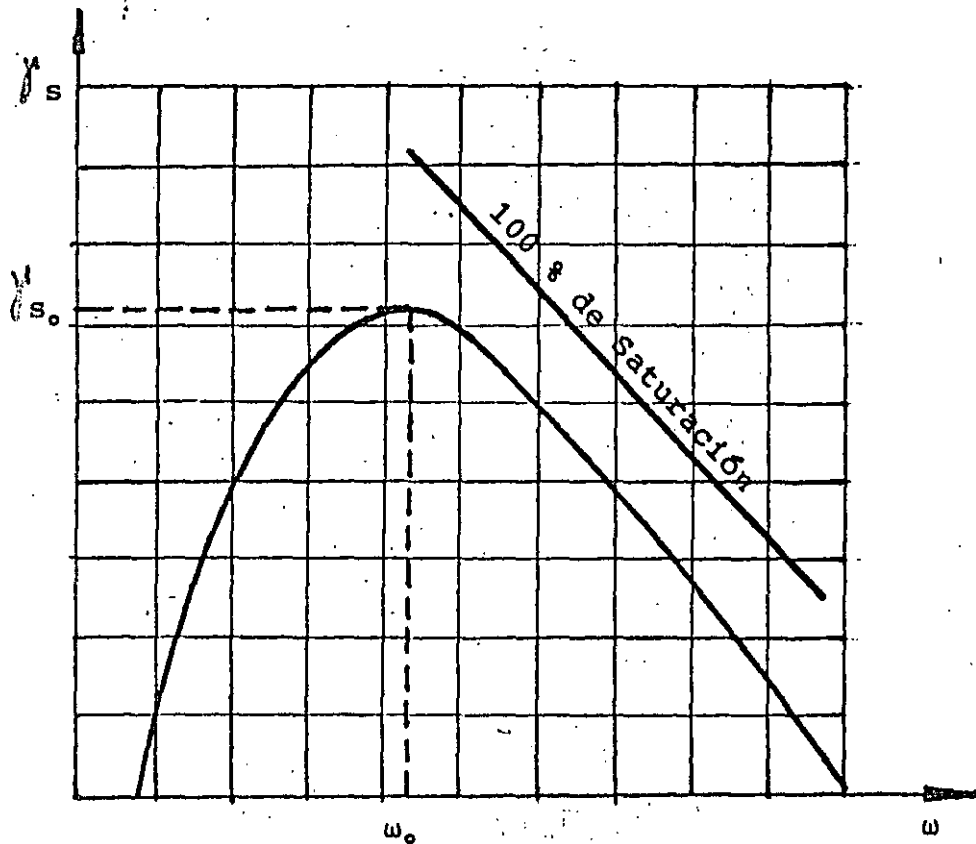


Fig 5.1.- Curva proctor típica y Curva de Saturación.

La curva muestra que existe un sólo contenido de agua - con el cual se obtiene el peso volumétrico máximo para el suelo y la energía de compactación fijados. La abscisa y ordenada de ese punto máximo, definen la "humedad óptima" y el "peso volumétrico máximo u óptimo" respectivamente.

5.2.4.- MÉTODOS DE COMPACTACION EN SUELOS GRUESOS

La compactación en suelos púramente friccionantes como arenas o gravas, varía un poco de la empleada en --

los suelos finos, tanto en equipo como en procedimientos. El equipo recomendado va desde la utilización de pisones vibratorios manuales, hasta plataformas vibratorias que compactan mayores volúmenes de suelo.

Existe un intervalo en la frecuencia del vibrador en el cual se trabaja con un máximo de eficiencia. Este intervalo parece estar comprendido entre 0.5 y 1.5 veces la frecuencia natural de vibración del suelo. En la práctica las frecuencias entre 1,500 y 2,000 ciclos por minuto, suelen rendir -- buenos resultados.

Recientemente se ha tratado de cambiar el efecto vibratorio por el rolado, para superar la dificultad de que cualquier amortiguador, incluyendo las llantas de los rodillos - que se intercalan entre el vibrador y el suelo, produzcan una amortiguación de las vibraciones de tal magnitud que muchas veces hacen antieconómica la utilización de esta combinación.

Otro procedimiento de compactación de las arenas, es el de "vibroflotación", que consiste en introducir en la masa - de arena a la profundidad deseada, un vibrador combinado con un inyector de agua a presión. Al ser retirado el vibrador, se produce la compactación por el efecto combinado de vibración e inyección del agua; el efecto del agua, realmente es soltar la arena a fin de permitir que la acción del vibrador sea más efectiva.

También ha dado un excelente resultado para la compactación de grandes masas de arena suelta, el hacer estallar cargas de explosivos en pozos excavados al efecto en el interior de la masa.

Por último, se han compactado arenas muy sueltas simplemente anegándolas con agua y permitiendo la filtración del agua a través de la masa; el agua arrastra los granos finos, depositándolos en los huecos de entre los más gruesos, aumentando así la compacidad general del manto. A veces el proce

so se acelera por el efecto que produce el empleo de agua a presión. Cabe mencionar que aunque éste procedimiento es -- sencillo y económico, es menos eficiente que los antes des-- critos.

En suelos arenosos con finos poco plásticos, los rodi-- llos neumáticos son los que rinden mejores resultados y ac-- tualmente su uso tiende a sustituir a los rodillos "pata de cabra". En estos suelos no existen grumos cuya disgregación requiera grandes concentraciones de presión, como las que -- proporciona el rodillo "pata de cabra"; por ello resulta me-- jor la aplicación de presiones uniformes en áreas mayores, - que evitan, inclusive, el producir zonas sobrefatigadas en - el material compactado.

5.2.5.- GRADO DE COMPACTACION

El control de los trabajos de compactación se - lleva a efecto haciendo uso del concepto "grado de compacta-- ción" que se determina utilizando la siguiente expresión:

$$G_c (\%) = \frac{\gamma_d}{\gamma_d \text{ máx}} \times (100) \dots\dots\dots(5-2)$$

en donde:

γ_d = Peso volumétrico seco del material, tal como ha si-- do compactado en la obra.

y

$\gamma_d \text{ máx}$ = Máximo peso volumétrico seco, obtenido según - el procedimiento de compactación tomado como - norma de laboratorio fijado por el estandar es-- tablecido.

Cabe mencionar que, aunque se utiliza ampliamente este concepto, es a veces inadecuado para valuar la compactación lograda por un cierto equipo de campo. Por ejemplo; si se - tiene un material "A" en estado suelto, tal como se deposite

en la obra, antes de sufrir ningún proceso de compactación, - puede exhibir un cierto grado de compactación, según la fórmula de la expresión (5-2), digamos del orden del 80%; mientras que otro material "B", en las mismas condiciones, puede tener un grado de compactación de 60%, (dependiendo de la relación que en esos materiales pueda tenerse entre sus pesos específicos en el estado más suelto y los mismos después de haber sometido al suelo a una prueba de compactación). Si el material "A" al depositarse en la obra tiene un 80% de grado de compactación (G_c), implica que se alcanza el 0.8 de γ máx., lo que solo significa que se compacta muy fácilmente, no así el material "B" que presenta más resistencia y menos compresibilidad.

Para medir la compactación alcanzada por el suelo en el campo, sin que dependa del estandar de compactación establecido, se determina la "Compactación Relativa", definida por la siguiente expresión:

$$C.R. (\%) = 100 \frac{\gamma_d - \gamma_{d \min}}{\gamma_{d \max} - \gamma_{d \min}} \dots\dots\dots(5-3)$$

en donde:

$\gamma_{d \min}$ = Mínimo peso volumétrico seco del material, fijado según un estandar de laboratorio.

y

$\gamma_{d \max}$ y $\gamma_{d \min}$, se definieron en la anterior relación(5-2).

Esta nueva relación tiene la ventaja de establecer si el proceso de compactación que produce γ_d , en el campo, debe modificarse para acercarlo más al máximo, a fin de obtener mejores características de trabajo, o al mínimo con el objeto de disminuir los costos de construcción. Por otro lado, el uso de esta expresión, presenta el inconveniente de exigir que se fije el procedimiento para determinar $\gamma_{d \min}$ y -

γ_d máx, los cuales no se han estandarizado.

En obras importantes, es recomendable recurrir a secciones experimentales, por ejemplo, terraplenes de prueba que permitan determinar el espesor de las capas y el número de pasadas de un cierto equipo de compactación, para obtener el grado de compactación deseado.

Generalmente la empresa contratista realiza el trabajo y la parte contratante controla los resultados obtenidos para verificar el cumplimiento de las condiciones de proyecto; esto se hace verificando que en el campo se alcance el grado de compactación especificado en dicho proyecto.

5.3.- COMPACTACION DE TERRAPLENES Y BASES

La importancia de la compactación de los suelos en la construcción de terraplenes, como medio para aumentar la resistencia y disminuir la compresibilidad de los materiales térreos, se empezó a reconocer ampliamente a principios de este siglo, con la introducción de modernos equipos de compactación.

Los terraplenes de prueba son una buena guía para decidir el número de pasadas de rodillo (de un cierto tipo), necesarias para lograr, económicamente, una buena compactación. La siguiente figura muestra la relación entre el grado de compactación y el número de pasadas de rodillo.

-----o-----

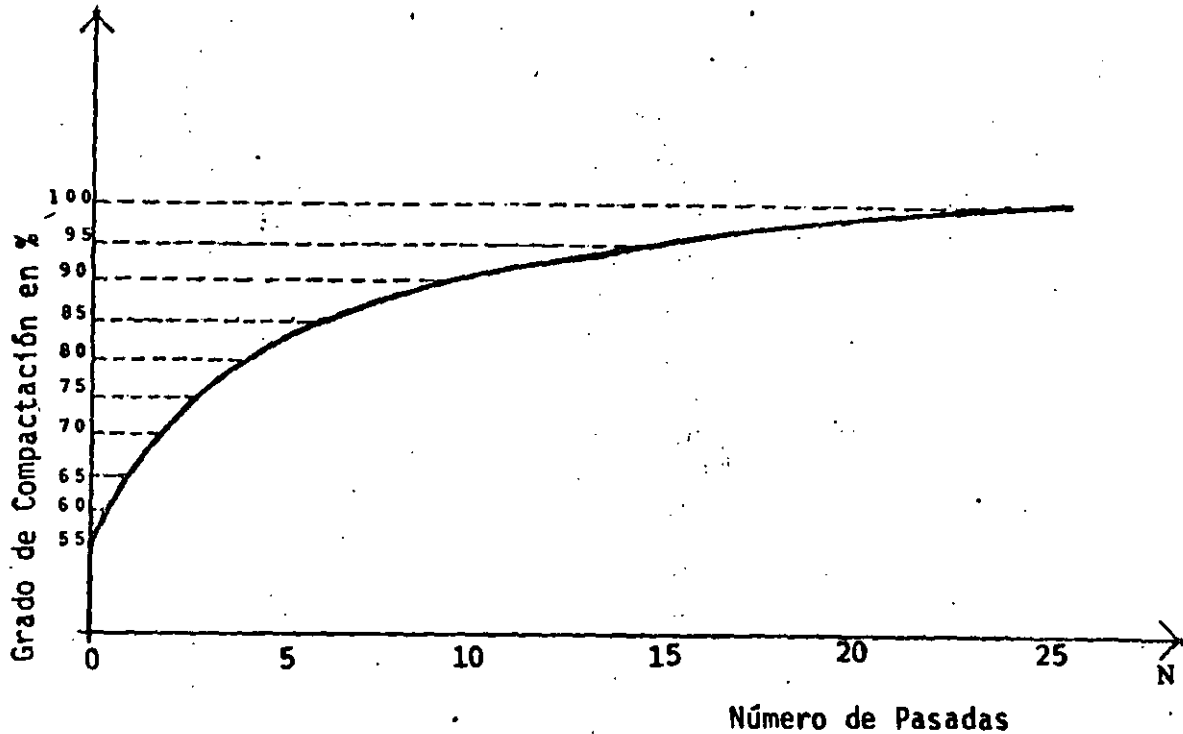


Fig.5.2.- Efecto del número de pasadas de rodillo respecto al grado de compactación.

La gráfica muestra que para aumentar el grado de compactación de 95% a 100%, el número de pasadas aumenta hasta casi llegar a duplicarse, lo cual significa que los costos de compactación aumenten, sin producir un material mejor.

En el campo la construcción de terraplenes se lleva a cabo extendiendo el suelo en capas de 15 a 30 cm. de espesor y compactándolo con pasos repetidos de un rodillo pesado, ya sea, arrastrado por un tractor o autopropulsado. La adición de agua al material, se hace, bien sea inundando previamente el material de préstamo, o en el terraplén, mediante camiones tanques, a la hora de extender el suelo en capas.

5.3.1.- EQUIPOS PARA COMPACTACION DE TERRAPLENES

En la actualidad, se producen 3 tipos básicos de rodillos compactadores, cada uno de los cuales tiene diversas modalidades, especialmente en lo que se refiere a tamaño y peso. Estos tipos básicos son: el rodillo "liso", el rodillo "pata de cabra" y el rodillo neumático.

Los rodillos lisos son de fierro y se emplean en la construcción de caminos, para el acabado de las sub-rasantes y las bases y aún en la compactación de los terraplenes mismos. Se le atribuye como defecto principal para éste último propósito, el hecho de que no establecen una liga adecuada entre capa y capa, por dejar una superficie lisa. Este inconveniente es particularmente importante en la construcción de terraplenes que retienen agua, debido a la posibilidad de fuertes filtraciones a través de la superficie de contacto de las capas del suelo, que pueden provocar arrastre del material por erosión y la falla parcial o total del terraplen. En los terraplenes de caminos, aeropistas y ferrocarriles, este inconveniente no es tan importante, sin embargo para satisfacer mejor los requisitos de homogeneidad que impone el análisis de estabilidad, es aconsejable escarificar rayando solamente la superficie del material compactado, antes de colocar la siguiente capa.

Los rodillos "pata de cabra", de tipo ligero, están compuestos por tambores desde 1.10 hasta 1.20 m. de diámetro, y de 2.40 a 3.00 m. de ancho, con pesos variables que van de 2,700 Kg. a 7,200 Kg.; las "patas" o protuberancias, producen presiones entre 4 y 21 Kg/cm². Los de tipo pesado, tienen diámetros superiores a 1.5 m. y pesos mayores de 10 toneladas; producen presiones variables entre 20 y 40 Kg/cm². Se han construido algunos rodillos experimentales aún más pesados, con diámetros de 2.4 y 2.5 metros y presiones de contac

to de las patas, entre 30 y 65 Kg/cm². Estos últimos se usan para compactar grandes espesores de suelo, como los corazones de arcilla de las presas de tierra.

Los rodillos neumáticos están constituidos por grupos de llantas neumáticas instaladas bajo un carro metálico, el cual puede ser lastrado. De este tipo, se han construido rodillos que en conjunto pesan 60 toneladas cuando están vacíos y 200 ton. cuando están lastrados. Los rodillos neumáticos tienen gran popularidad en la construcción de bases para pavimentos, debido a la eficiente compactación que producen en los suelos granulares, al sacar hacia la superficie los finos del material, condición que es tan favorable desde el punto de vista de el diseño del pavimento, ya que, el material se homogeniza acomodándose los finos con las partículas más gruesas.

Cuando se trata de compactar masas de suelo relativamente pequeñas y en sitios que son inaccesibles al equipo pesado, se recurre al empleo de martillos neumáticos manuales, conocidos en el medio, como "bailarinas". Este equipo es especialmente útil para compactar el suelo alrededor de las alcantarillas, en los rellenos de estribos de los puentes y en la frontera entre el terraplen que se construye y la ladera sobre la que termina el mismo terraplen. Una compactación deficiente en estos casos ha sido motivo de que el agua destruya terraplenes en las zonas de alcantarillas o de que se produzcan fuertes asentamientos en los aproches entre las terracerías y los puentes, dando como resultado diferencias de nivel entre las losas del puente y el camino.

5.3.2.- CONTROL DE COMPACTACION EN EL CAMPO

El control de la compactación durante la construcción de los terraplenes, se lleva a cabo mediante determinaciones en el lugar, del peso volumétrico y del contenido de agua del suelo colocado. Los valores obtenidos en las --

pruebas, se relacionan con las condiciones óptimas determinadas con la prueba Proctor sobre el mismo material. La relación entre el peso volumétrico seco del suelo compactado en el campo y el óptimo de la prueba Proctor, se conoce como -- "grado de compactación", definido en el inciso 5.2.5.

El grado de compactación que debe alcanzarse en el campo, sigue siendo tema de controversia. En términos generales, puede asegurarse, que, en el caso de terraplenes para aeropistas, caminos, vías férreas o diques, una compactación superior al 95% del referido al estandar A.A.S.H.O. o Proctor Estandar, proporcionará buenos terraplenes.

Grados de compactación comprendidos entre 90 y 95%, darán resultados aceptables, que, eventualmente, pueden acarrear problemas de conservación. Si la compactación es menor de 90%, se tienen grandes probabilidades de obtener terraplenes deficientes, que provocarán asentamientos indeseables y, en ocasiones, deslizamientos, agrietamientos y colapsos.

5.4.- PRUEBAS DE COMPACTACION

El establecimiento de una prueba simple de compactación en el laboratorio, cubre principalmente, dos finalidades. Por un lado disponer de muestras de suelo compactadas (teóricamente) con las condiciones de campo, a fin de investigar sus propiedades mecánicas y determinar los parámetros del suelo, necesarios para el proyecto; por el otro lado, poder controlar el trabajo de campo, a fin de tener la seguridad de que el equipo usado está obteniendo las condiciones previstas en el proyecto.

La secuela para diseñar y realizar una obra en la que el suelo deba ser compactado, es la siguiente:

- a) Se obtienen muestras de los suelos que se emplearán para determinar los parámetros mecánicos del suelo.

- b) Las muestras se sujetan a distintas condiciones de compactación. Esto suele hacerse construyendo y compactando en el campo, terraplenes de prueba con el equipo que se vaya a usar, para determinar, el número de veces que debe de pasar el equipo, el número de capas del terraplen y el espesor de las mismas. Los resultados se ligan con las pruebas de compactación para poder reproducirlas en el laboratorio.
- c) Con las compactaciones determinadas en (b), se obtienen en el laboratorio, los parámetros mecánicos del suelo, para así, analizar el proyecto hasta encontrar las condiciones de compactación que garantice un proyecto seguro y económico, compatible con el equipo de construcción existente en el campo.
- d) Finalmente, una vez iniciada la construcción, se verifica la compactación lograda en el campo con muestras aleatorias tomadas del material compactado en la obra a fin de comprobar que en ésta se están satisfaciendo los requerimientos del proyecto.

Actualmente existen muchos métodos, para reproducir, en el laboratorio las compactaciones obtenidas en el campo, en las cuales se analizan los distintos factores que gobiernan la compactación de los suelos.

La prueba Proctor Estandar o A.A.S.H.O. Standard, ya mencionada, se ha modificado debido al aumento de peso de los equipos de construcción, los cuales proporcionan mayor energía de compactación y a la variación del ensaye se le conoce como Prueba Proctor Modificada o A.A.S.H.O. Modificada.

5.4.1.- PRUEBA PROCTOR ESTANDAR

Originalmente, la prueba Proctor consistió en compactar sucesivamente tres capas de suelo del mismo espesor e igual contenido de humedad, dentro de un molde cilín-

drico de 4" de diámetro interior y con un volumen de 1/30 de pié cúbico. El cilindro está previsto de una extensión como puede verse en la figura 5.3:3:

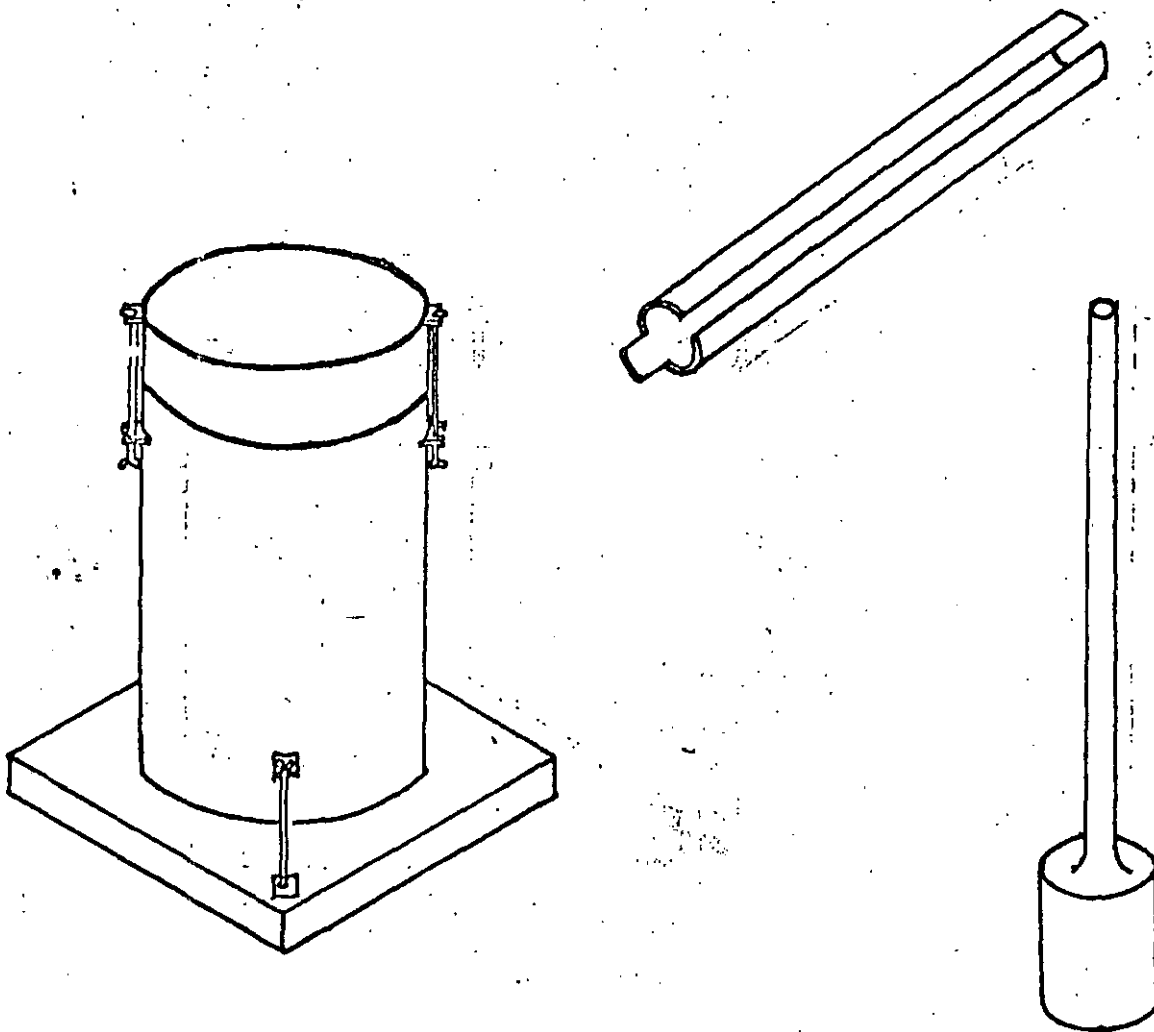


Fig. 5.3.- Molde Proctor con martillo (Pisón) y guía.

Cada una de las capas, se compacta con 20 golpes de un pisón de mano que tiene una zapata de 2" de diámetro y pesa 5 libras. Se deja caer guiándolo con el auxilio de un tubo, desde una altura de 12", proporcionando al suelo, "golpes -- firmes" según el propio Proctor.

El rápido desenvolvimiento del equipo de compactación, ha aumentado la que proporciona al suelo y la prueba Proctor Estandar, ya no logra los resultados de campo, por lo que la prueba se ha modificado, aumentando la energía de compactación, a fin de igualar los pesos volumétricos logrados en el campo con los nuevos equipos de compactación.

5.4.2.- PRUEBA PROCTOR MODIFICADA

En ésta prueba, se ha aumentado el volumen del cilindro para ensayar, a 1/20 de pié cúbico, se elevó el número de capas de 3 a 5, se aumentó el peso del pisón a 10 libras y también la altura de caída a 18 pulgadas. En ésta forma, la energía específica de compactación aumenta de 6 -- Kg-cm/cm³ (12,300 lb-ft/ft³) en la prueba estandar, a 27.2 -- Kg-cm/cm³ (56,200 lb-ft/ft³) en la modificada, sobre la base de que el diámetro del molde utilizado es el mismo que en la prueba Proctor Estandar. Con este nuevo rango, la curva de compactación obtenida, se desplaza con respecto a la original, como se muestra en la figura 5.4 y se asemeja más a la curva de campo.

-----o-----

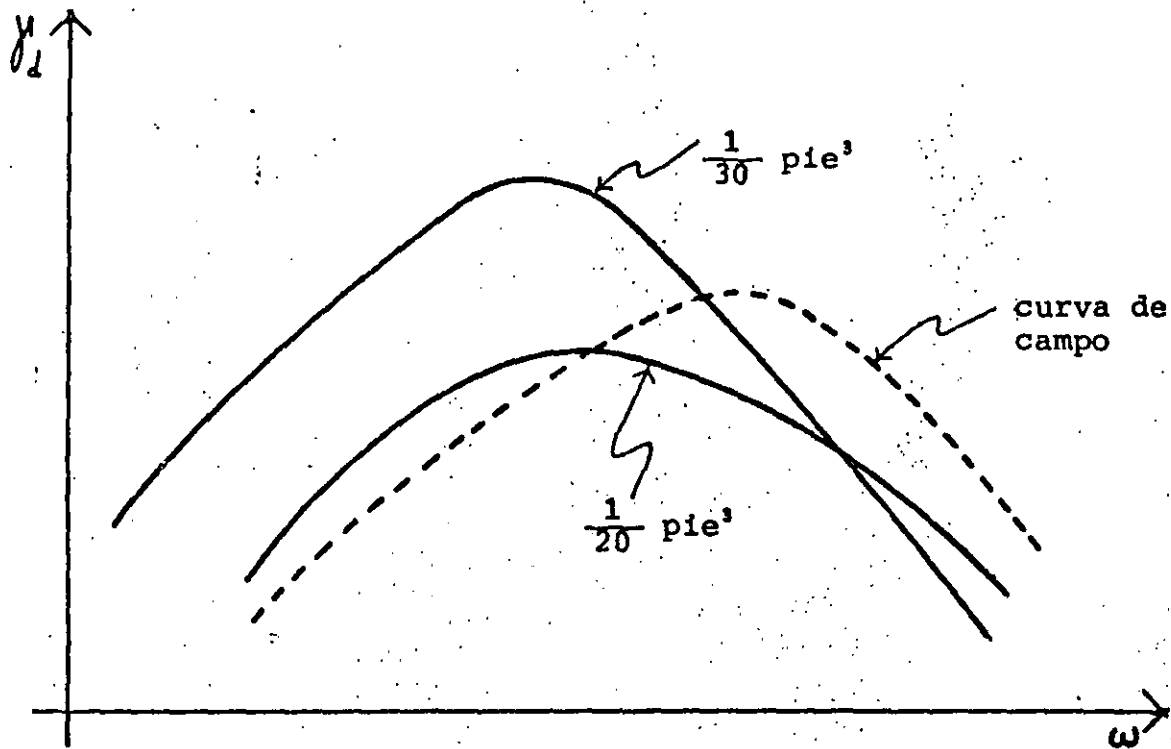


Fig. 5.4.- Comparación de curvas de compactación " $\gamma_d - \omega$ " para moldes de $1/30 \text{ ft}^3$ y $1/20 \text{ ft}^3$, con la misma energía de compactación, en pruebas Proctor Estandar y Modificada.

En las gráficas donde se muestran los ensayos de compactación Proctor (estandar o modificada), se puede obtener el peso volumétrico húmedo " " mediante la siguiente relación:

$$\gamma = \gamma' (1 + \omega) \dots\dots\dots(5-4)$$

en donde:

- γ' = Peso volumétrico seco del material.
- ω = Contenido de agua de la muestra o ensaye.
- γ = Peso volumétrico húmedo.

El peso volumétrico seco " " se puede obtener directamente de los ensayes.

También se muestra en la fig. 5.1, la curva del 100% de

saturación, la cual se obtiene calculando los pesos volumétricos secos del suelo supuesto saturado con el contenido de agua con el que se determinó el peso volumétrico en el ensaye y se obtienen con la expresión siguiente:

$$\gamma_d = \frac{S_s}{1 + S_s \omega} \gamma_w \dots\dots\dots(5-5)$$

donde:

S_s = Peso específico de los sólidos del suelo.

γ_w = Peso volumétrico del agua destilada, a 4°C y una atmósfera de presión (al nivel del mar).

y ω = Contenido de agua que tiene la muestra y que supone llena todos los vacíos del suelo; es decir, a partir del peso del agua se obtiene el volumen de ella y sumándole el volumen de sólidos se obtiene el volumen que tendría el espécimen compactado. Por esta razón, es que los pesos volumétricos secos de la gráfica del 100% de saturación son, para cada contenido de agua, mayores que el peso volumétrico seco del ensaye.

De las curvas de la fig. 5.4, se observa que el peso volumétrico seco " γ_d ", al principio, crece al aumentar el contenido de agua " ω ", y después de el valor máximo, disminuye. También se observa que el peso volumétrico máximo de la prueba Proctor Modificada, es mayor que el alcanzado con la Proctor Estandar, en tanto que la humedad óptima de ésta es mayor que la de aquella.

5.4.3.- ENERGIA DE COMPACTACION

Ultimamente, diversas organizaciones dedicadas a la construcción de terraplenes y bases para diversos usos, han establecido distintas normas para ejecutar la prueba de compactación dinámica, variando el volumen del molde, el nú-

mero de capas de suelo colocado en su interior, el número de golpes aplicado a cada capa, y sustituido el "golpe firme" - por otro dado en "caída libre" con martillos de diferente peso y a distinta altura de caída.

Esta última substitución fué hecha con el fin de eliminar las fluctuaciones de la energía del golpe dado a mano, - que puede variar grandemente de un operador a otro, y aún para un mismo operador a través del transcurso del día. La introducción de tales modificaciones han dado como resultado - que, para un mismo suelo, se obtengan diferentes pesos volumétricos óptimos y humedades óptimas, dependiendo de las normas que se usen para ejecutar la prueba. Más específicamente, según la energía por unidad de volumen de suelo compactado empleada en cada norma. Energía que se estima en función de la Energía Dinámica total entregada al suelo. Dicha energía se comentó en el inciso 5.2.3. de éste capítulo y su cálculo se determina con la expresión de la fórmula (5-1).

En términos generales, al aumentar la energía de compactación para un mismo suelo, aumenta su peso volumétrico óptimo y disminuye la humedad óptima tal como se indica en la gráfica de la fig. 5.5, de la siguiente hoja.

Así pues, siempre que se hable de peso y humedad óptimos, es necesario especificar el estandar de compactación empleado. En la tabla 5-1, pueden verse las características - de dos de las normas de compactación más comunmente usadas - en la construcción de caminos en los Estados Unidos, comparados con los utilizados en México por la S.O.P.

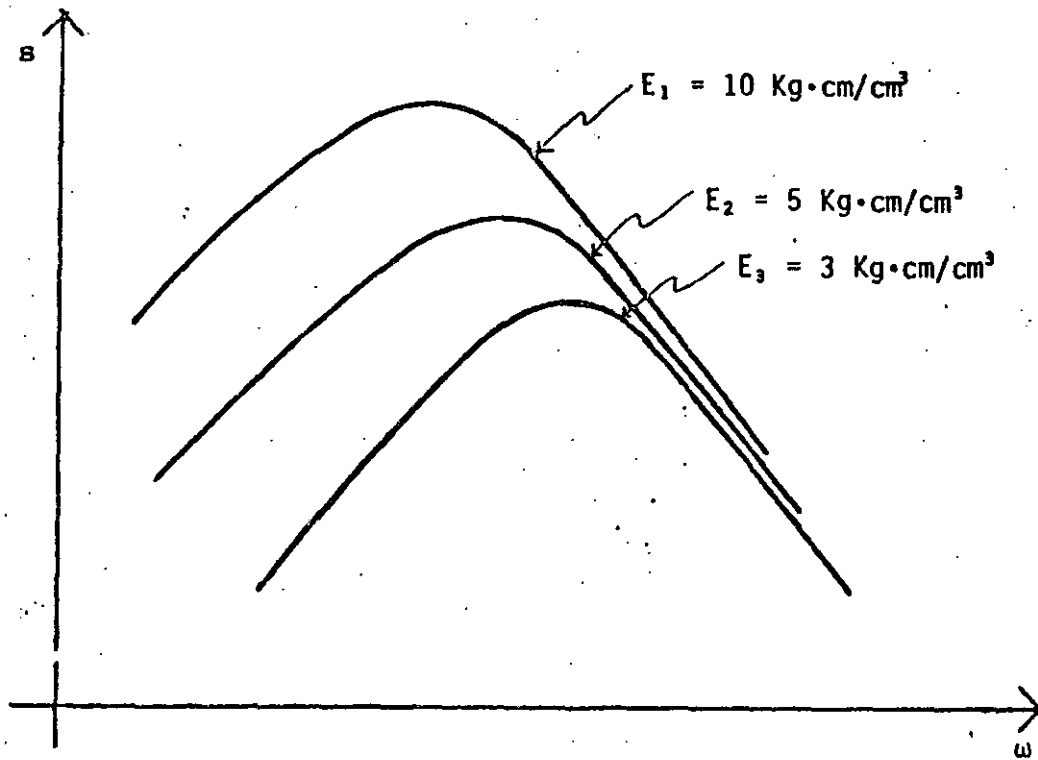


Fig. 5.5.- Variación del punto óptimo con la energía de compactación - por unidad de volumen.

T I P O	PESO DEL MARTILLO	ALTURA DE CAIDA	NUMERO DE GOLPES POR CAPA	NUMERO DE CAPAS	ENERGIA DE COM- PACTACION
	Kg.	cm.	————	————	Kg cm/cm ³
(A) PROCTOR MODIFICADA	4.54	45.7	25	5	27.7
(B) PROCTOR STANDARD	2.5	30.5	25	3	5.48
(C) PROCTOR SAHOP (MEXICO)	4.5	45.72	30	5	26.36

Tabla 5-1.- Datos de normas de laboratorio para un volumen constante.

5.4.4.- PRUEBA DE PORTER

La prueba de Porter, se encausa más bien a determinar el valor relativo de soporte de los terraplenes para pavimentos y tiene por objeto determinar la presión necesaria para hacer penetrar una zanata circular de 3 pulgadas cuadradas de arca, a una profundidad de 1/10 de pulgada, en un suelo compactado y saturado. Esta presión, dividida por la presión necesaria para obtener la misma presión en una grava triturada, compactada y de buena calidad, de un cociente que, expresado en porcentaje, se conoce como "Valor Relativo de Soporte" (URS).

Este valor relativo de soporte, ha sido correlacionado empíricamente con los espesores totales de sub-base, base y carpeta flexible necesarios para soportar distintas cargas por rueda, según las curvas obtenidas y que se muestran en la gráfica siguiente:

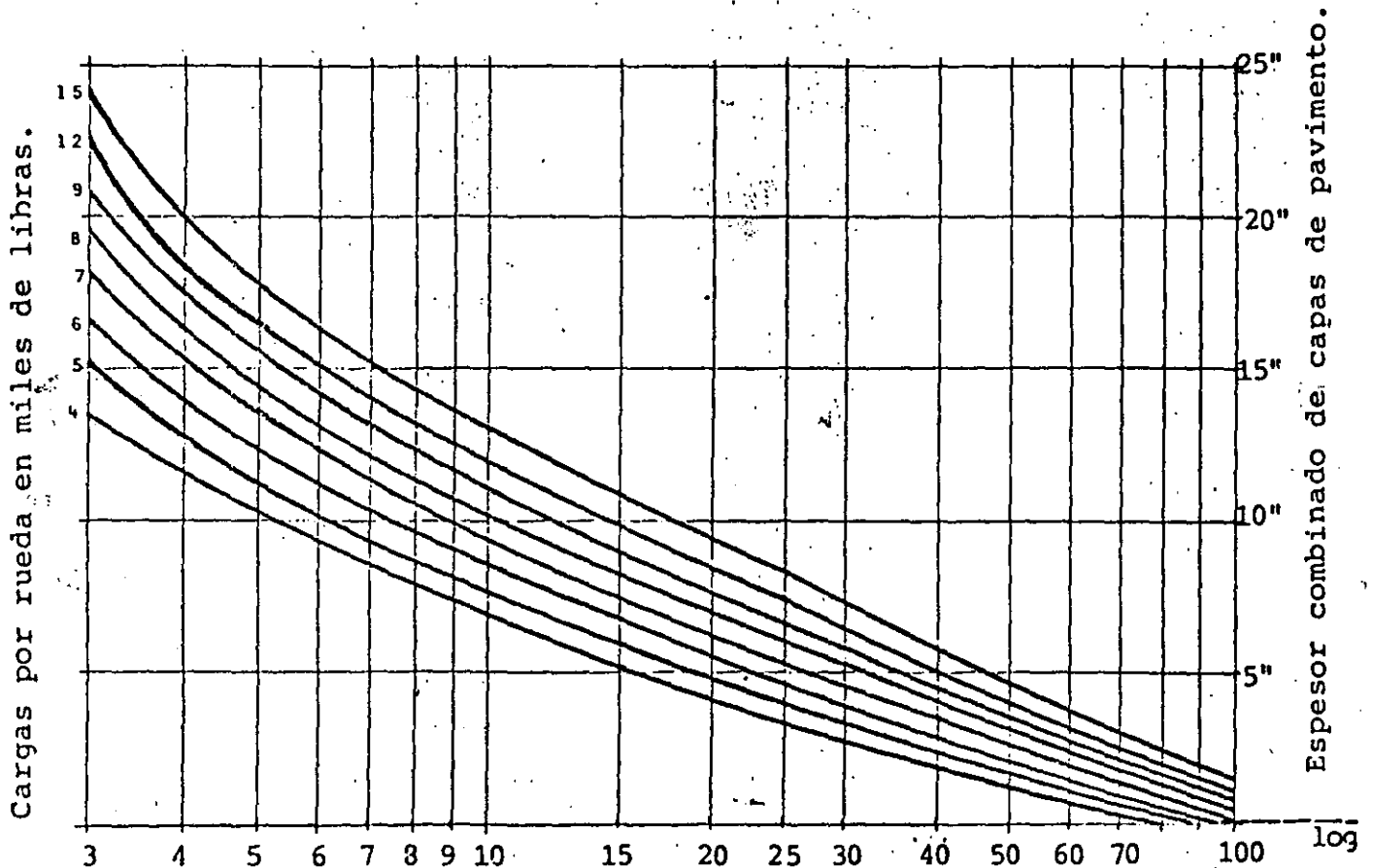
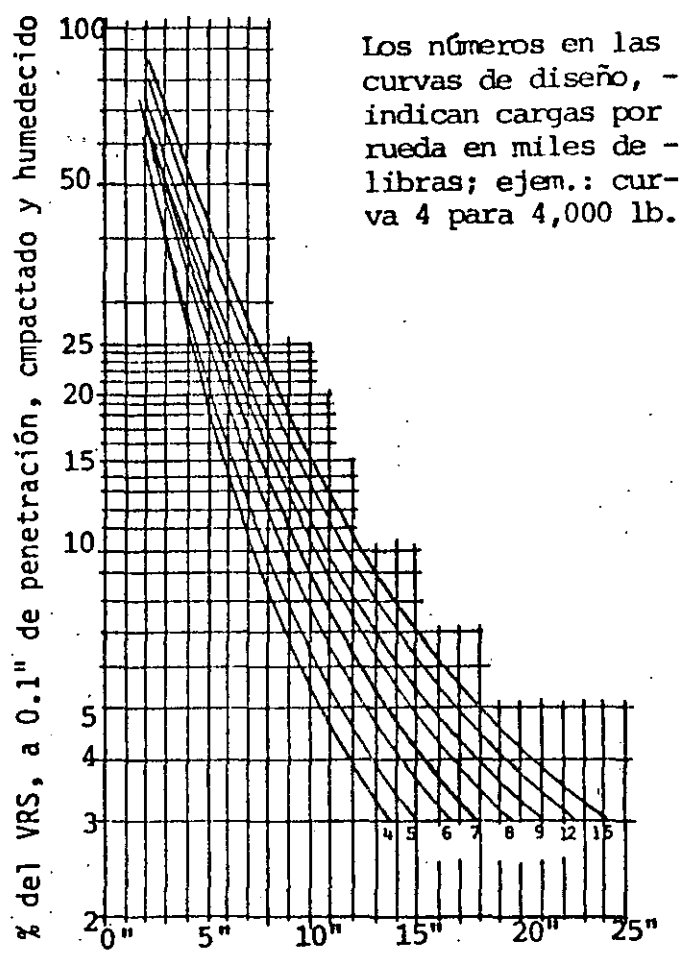
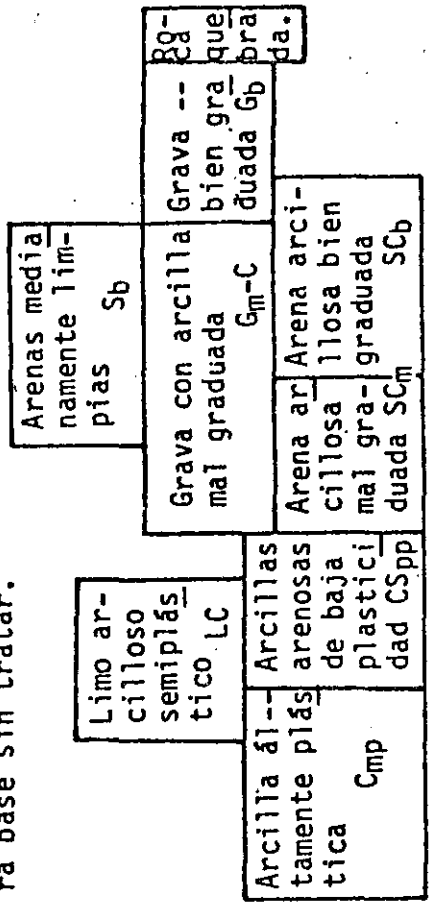


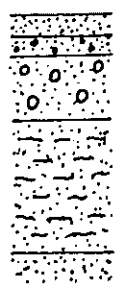
Fig. 5.6.- % del VRS a 0.1" de Penetración en un suelo compactado y humedecido.

Rangos aproximados de suelos típicos y materiales para base sin tratar.



Espesor combinado de carpeta bituminosa, roca, base y sub-base de material seleccionado.

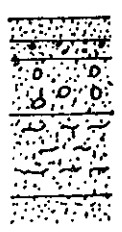
Ejm.1.- Diseñado con la curva 12



- 2" Carpeta bituminosa.
- 1 1/2" Material triturado
- 6" Material para base seleccionado con CBR > 57 %
- 13" Sub-base, suelo con un CBR > 16 %.

Sub-rasante constituida de suelo cuyo CBR es de 3 % o menos.

Ejm.2.- Diseñado con la curva 5



- 2" Carpeta bituminosa.
- 1 1/2" material triturado de 1" máx.
- 4" de material seleccionado, con un CBR mayor del 38 %.
- 7 1/2" de sub-base, suelo con un CBR mayor del 11 %.
- Material de subrasante con un CBR menor del 3 %.

Fig. 5.7.- Curvas para diseño de pavimentos flexibles, basadas en el VRS.

(VRS = Valor Relativo de Soporte)

5.5.- FACTORES QUE AFECTAN A LA COMPACTACION DINAMICA.

Además del contenido de humedad y la energía específica de compactación, la curva de la prueba proctor varía con otros factores como son:

5.5a) Estado de distribución de la humedad.

Se ha observado experimentalmente que el peso volumétrico seco para un mismo contenido de humedad de un suelo, es menor cuando dicho suelo se deja reposar durante varios días con esa humedad, que cuando se compacta inmediatamente después de agregársele agua lo más uniformemente posible. En el primer paso, el agua se encuentra humedeciendo uniformemente los grumos del suelo y llenando los huecos que forman al conglomerarse; mientras que en el segundo paso, el agua solamente humedece la parte exterior de los grumos sin tener tiempo de penetrar en el interior de los mismos. O sea que, en el primer caso, el agua capilar se ha infiltrado mejor y hace a los grumos mayores y más resistentes, lo cual los vuelve gruesos y la energía de compactación se usa para romperlos en lugar de acomodarlos. En el segundo caso, el efecto lubricante del agua, es mayor y facilita el mejor acomodo de los grumos y partículas del suelo al ser compactado.

5.5b) Recompactación.

Si una misma porción de suelo se compacta repetidas veces aumentando sucesivamente el contenido de agua, los pesos volumétricos resultantes son mayores que los que se obtendrían si, para cada contenido de agua, se utilizara una porción distinta del mismo suelo que no ha estado sujeto a una compactación previa. Esto se debe a que parte de la energía de compactación proporcionada en las primeras veces, se queda almacenada en el suelo, formando grumos compactos que se complementan unos con otros en las compactaciones sucesi-

vas. Por el fenómeno anteriormente descrito, hace que sea necesario utilizar una porción diferente del mismo suelo para determinar cada punto de la Curva Proctor en el laboratorio, ya que, en el campo, los materiales que se colocan en los terraplenes no están sujetos a recompactación.

5.5c) Tamaño del molde.

El tamaño del molde en que se haga la prueba, no tiene influencia en sus resultados, siempre que se conserven constantes la energía específica de compactación y la relación del diámetro del pisón al espesor de la capa. Pueden variarse de límites muy amplios, el peso del martillo, su altura de caída, el número de golpes por capa y el número de capas para obtener distintas combinaciones que proporcionen la misma energía específica. Las pruebas experimentales que se han hecho de las diferentes combinaciones anteriormente citadas, son todas empíricas.

5.6.- PRECARGA

Otra forma de compactar un suelo, es decir, reducir su relación de vacíos, es precargar al suelo. Este método es especialmente aplicable a suelos no remoldeados, que van a utilizarse in situ.

La precarga supone la colocación de una carga superficial antes de la construcción de un terraplen o estructura, con objeto de compactar el terreno natural bajo la cimentación. Por ejemplo, en el caso de la construcción de un edificio o un terraplen para pavimento sobre un estrato de suelo compresible, en el que pueden esperarse grandes asentamientos o fallas por deslizamiento, si es que la estructura se levanta sobre el terreno en su estado natural, entonces antes de la construcción de la estructura, se debe aplicar una carga al suelo (precarga) sobre la zona en cuestión, a fin de modificar los parámetros mecánicos de suelo al reducirse la relación de vacíos.

Si la extensión superficial de la precarga es muy grande en comparación con el espesor del estrato de suelo en proceso, se pueden suponer deformaciones unidimensionales verticales en el mismo.

La precarga consiste en poner, sobre el terreno a compactar, una o varias capas de material denso a volteo y dejar que con el tiempo la presión ejercida sobre el estrato blando, aumente la compacidad de éste por efectos de consolidación*.

En el siguiente conjunto de figuras, se indica la colocación de la precarga (fig. 5.7a) y el punto P que se analiza; en las figuras inferiores (5.7b, 5.7c y 5.7d), se indican los esfuerzos y deformaciones para el punto P del estrato de suelo blando.

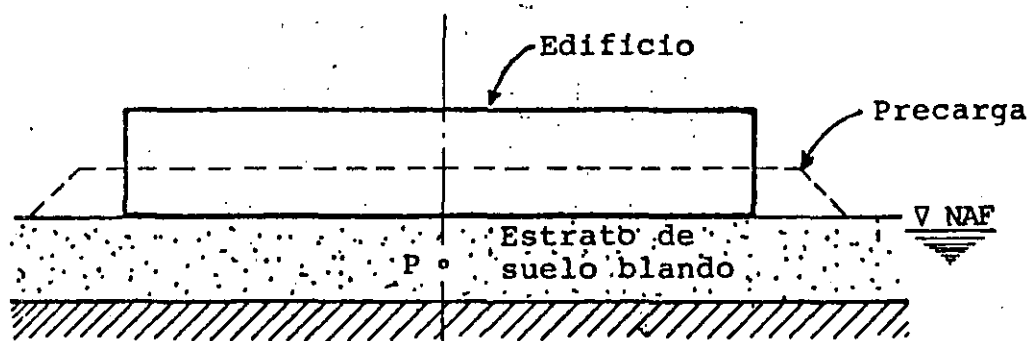


Fig. 5.7a.

(Colocación de la Precarga)

* El fenómeno de la consolidación, se comenta brevemente en el apéndice "I" del anexo IV, y se refiere a sus efectos y un análisis de asentamiento por precarga.

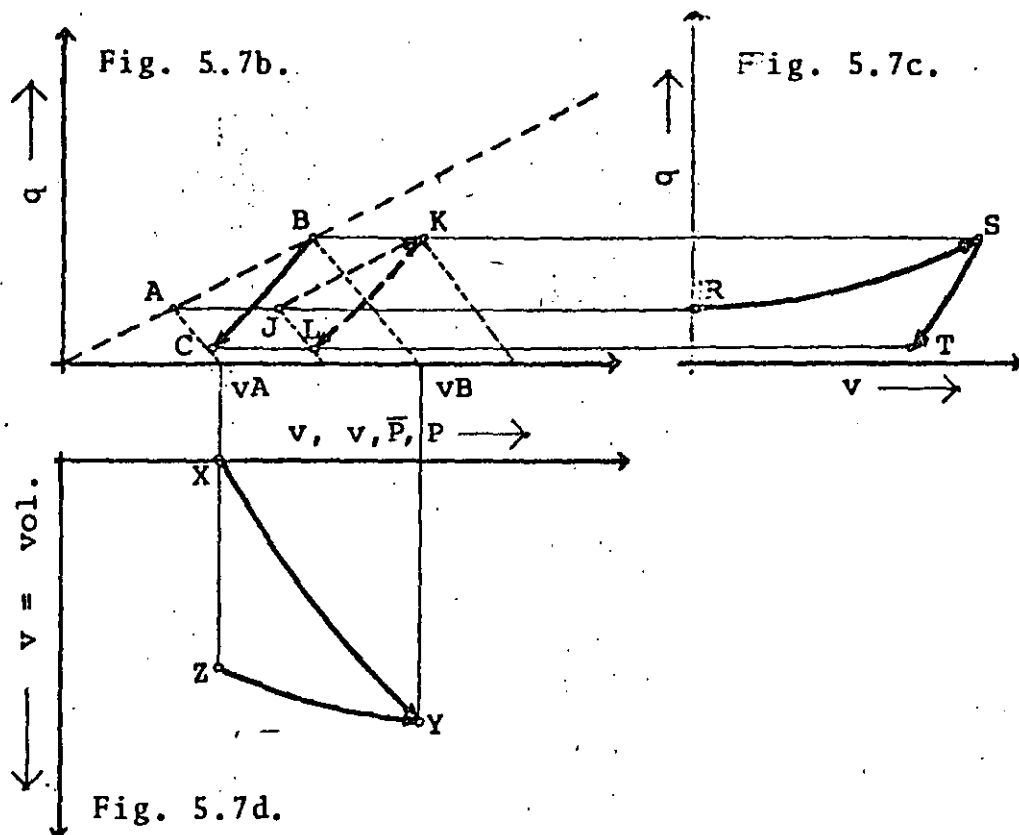


Fig. 5.7.- Esfuerzos y deformaciones en un terreno cargado previamente.

Antes de la precarga los esfuerzos totales en el punto P, estaban representados por "J" (fig. 5.7b), los esfuerzos efectivos por "A" y la presión intersticial estática en el punto P, por la distancia AJ. La velocidad de consolidación del terreno blando es tal, que no se producen presiones intersticiales medibles en el suelo blando, por lo que se trata de un caso de carga con drenaje y el tiempo total de consolidación transcurre lo suficientemente rápido para que no afecte la cimentación. La línea JK, es la trayectoria de esfuerzos totales en el proceso de carga, y la línea KL, la trayectoria correspondiente a la descarga. Las trayectorias de los esfuerzos efectivos para JK y KL, son respectivamente

AB y BD.

La figura 5.7c, muestra la deformación vertical en función de la carga por unidad de superficie "q", para la carga RS y la descarga ST. En la figura 5.7d, aparece de deformación vertical en función de los esfuerzos efectivos verticales.

La colocación y eliminación de la precarga, transforma al suelo de cimentación blando, constituido por un depósito normalmente consolidado (punto A), en un suelo sobreconsolidado (punto D). Después de la precarga el terreno de cimentación es menos compresible y más resistente. La capacidad de carga del terreno aumenta y los asentamientos disminuirán sensiblemente.

De lo expuesto anteriormente, se puede concluir que, para utilizar una sobrecarga para compactar, es necesario que:

- a) Haya la existencia de un suelo (u otro material) fácilmente disponible para utilizarlo como precarga.
- b) El terreno de cimentación debe drenar rápidamente, de forma que el tiempo necesario para la precarga sea relativamente corto. Esto requiere una trayectoria de drenaje corta y/o un elevado coeficiente de consolidación.
- c) Se utilice una carga mayor que la carga prevista para la estructura. El exceso de carga usada en el método respecto a la carga real de la estructura se denomina sobrecarga.
- d) La sobrecarga reduce el tiempo que requiere el suelo para consolidarse bajo la carga real de la estructura. Además, si el suelo se consolida bajo un esfuerzo efectivo mayor que el que aplicará la estructura, la magnitud de la consolidación secundaria que se producirá bajo la carga de la estructura puede reducirse notablemente.

5.7.- DRENAJE

El drenaje es otro método de mejorar el suelo como un proceso de estabilización mecánica. Reduce la cantidad y la presión del agua intersiticial, produciendo un aumento en la compacidad.

El agua tiene muchos y muy variados efectos sobre la masa del suelo y las estructuras de retención de tierras. Cuando tiene flujo ascensional, puede dar lugar a un sifonamiento. También el aumento de presión intersiticial con un esfuerzo total dado, producirá una reducción de esfuerzos efectivos y, por tanto, de la resistencia del suelo. Por otra parte, el agua puede ejercer un empuje lateral muy importante sobre las estructuras de retención, como son los muros de contención.

En la ingeniería de suelos, es muy deseable y a veces imprescindible eliminar el agua intersticial o por lo menos reducir su presión. El drenaje se utiliza: A) Como medida provisional; para permitir la construcción (como en el caso del sótano de un edificio bajo el nivel freático). O bien: B) Como medida permanente; para proteger la edificación de una estructura (como en caso del drenaje bajo una presa).

Existen muchos métodos de drenaje dentro de los cuales se mencionan los siguientes:

- a) Drenes verticales (tal y como se usan en los terraplenes).
- b) Drenes horizontales (como los utilizados para drenar taludes naturales).
- c) Zanjas y cunetas (a lo largo de una carretera).
- d) Pozos-dren (como los que se utilizan en una excavación).

El drenaje puede favorecerse por la aplicación de una corriente eléctrica directa. Este proceso se denomina "electrósmosis" y A. Casagrande en 1953, describió el empleo de

la electrósmosis en diferentes obras de cimentación.

Los drenes verticales de arena, se suelen utilizar junto con la precarga para acelerar la consolidación de suelos de grano fino, con el fin de aumentar la compacidad. Generalmente debe darse alguna de las siguientes condiciones del terreno para poder obtener una aceleración importante de la consolidación mediante el uso de drenes verticales:

- 1.- Una capa gruesa de suelo blando, lo que proporciona una trayectoria larga.
- 2.- La permeabilidad horizontal es varias veces superior a la permeabilidad vertical.

El drenaje produce una disminución de esfuerzos intersticiales y un aumento de los esfuerzos efectivos en el terreno, con lo que se comprime el suelo.

Frecuentemente para mejorar el terreno en un lugar dado, se utiliza el drenaje junto con la precarga.

El drenaje puede constituir un método útil y económico para mejorar el terreno y para usarse se debe estudiar sus efectos y situaciones en cada caso, considerando factores tales como:

- a) La probable eficacia del drenaje;
- b) La cantidad de agua que debe extraerse;
- c) El tiempo necesario para el drenaje; y
- d) Los posibles daños a las estructuras próximas.

En las siguientes figuras se pueden ver dos tipos de drenes más comunes usados en la construcción de pavimentos y terraplenes.

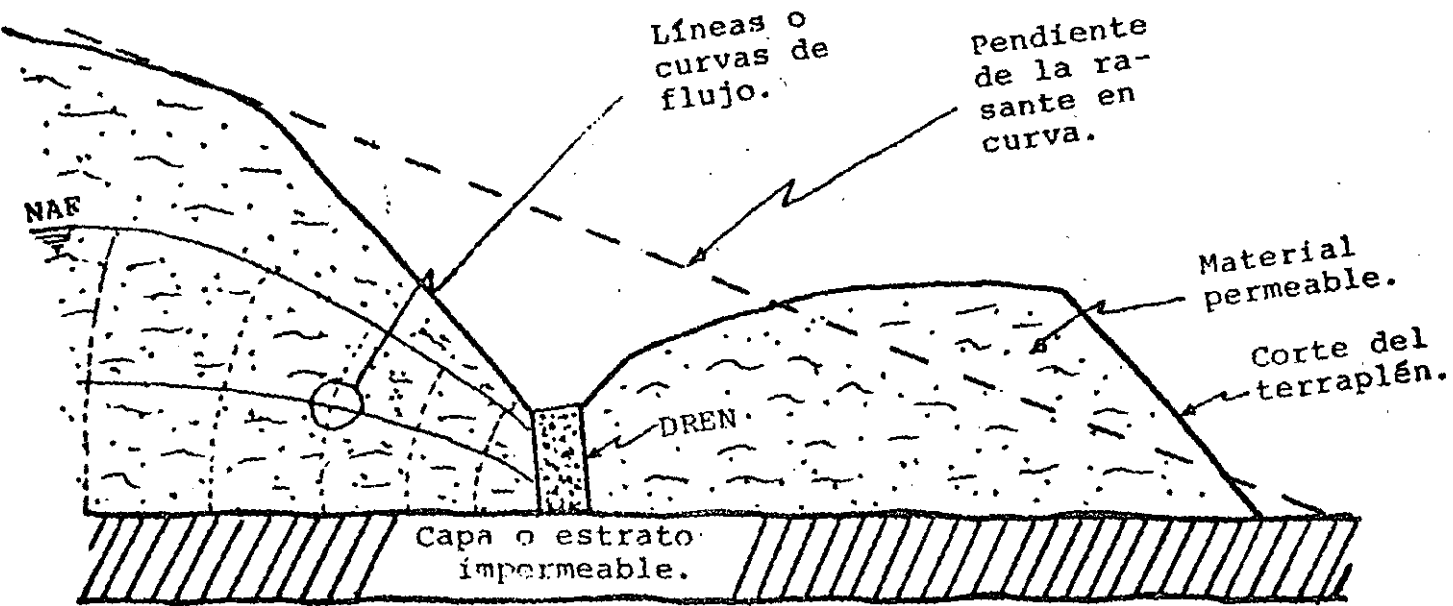


Fig. 5.8.

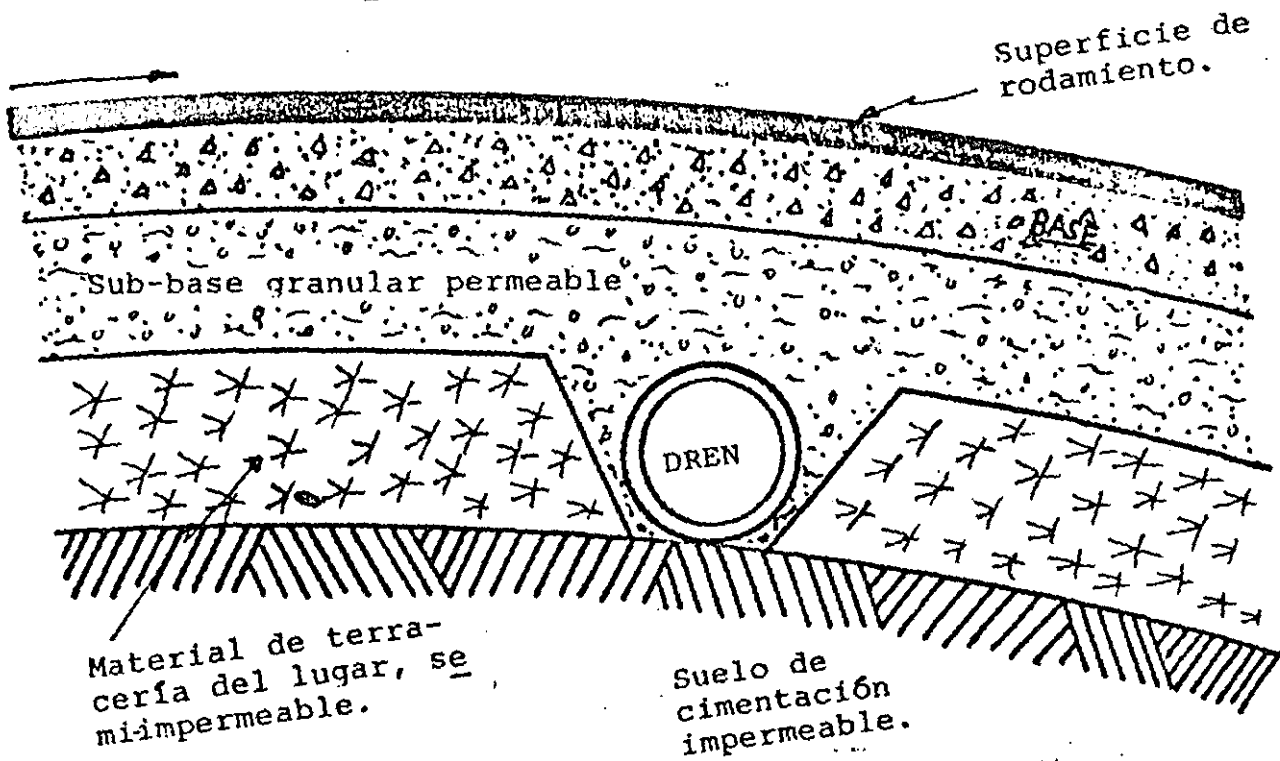


Fig. 5.9.

Figs. 5.8. y 5.9.- Ejemplos del uso de drenes en terraplenes y pavimentos.

C A P I T U L O W I

ESTABILIZACION CON CAL

6.1.- SINOPSIS HISTORICA

La utilización de la cal como elemento estabilizador se remonta a épocas remotas; fue usada por los indúes y los chinos y también por los romanos con muy buenas técnicas.

El primer uso de la cal como componente estabilizador, fue hecho por los antiguos romanos en la construcción de sus célebres caminos, cuando la mezclaron con arena y roca volcánica. Esta roca volcánica es llamada "Puzzuolana" y se le denominó así por el lugar donde se le explotó por primera vez, en Puzzuoli, Italia.

El éxito de la mezcla se debe en gran parte a la combinación del sílice de la roca con la cal, para formar un material resistente y de fuerte acción cementante. La excelente calidad del cementante está evidenciada por el hecho de que muchas estructuras construidas con este tipo de material hace ya dos milenios, aún se encuentran en pie.

El uso moderno de la cal en la estabilización, comenzó después de la Segunda Guerra Mundial, y se ha venido usando con éxito en los Estados Unidos y Europa. Ultimamente se le ha empleado en gran escala en los proyectos camineros del Africa Central y Oriental. Tanto los técnicos franceses como los ingleses, han obtenido excelentes resultados estabilizando con cal suelos altamente arcillosos, en zonas de fuertes precipitaciones pluviales.

6.2.- OBTENCION DE LA CAL, CARACTERISTICAS Y PROPIEDADES

La cal u óxido de calcio (CaO), se obtiene calci-

nando la piedra de cal o caliza, que está compuesta en su mayor parte por carbonatos de calcio (CaCO_3) y de algunas impurezas que casi siempre son carbonatos de magnesio y silicatos.

Las cales tienen el color más blanco a medida que menos impurezas contienen. Si las impurezas son silicatos, las cales tienen propiedades de endurecimiento más rápido cuando están hidratadas y son mezcladas con arena, por lo que se les conoce con el nombre de cales hidratadas.

Al mezclar la cal con un suelo arcilloso, se producen cambios físicos que reducen la plasticidad, y puede formarse una especie de cemento natural, compuesto por silicatos de aluminio cálcicos, de estructura molecular muy compleja.

Cuando la cal es de tipo hidráulico, se produce también un fenómeno de aglutinación que da la posibilidad de obtener, con suelos de poca resistencia, bases y pavimentos semirígidos los cuales se estudiarán mas adelante.

6.3.- ACCION PUZZOLANICA

Las reacciones de la cal fina con sílice y aluminio, han determinado lo que se llama acción puzolánica, la cual puede producirse artificialmente en el suelo por la adición de Flyash, el cual es un sub-producto de las plantas industriales donde el carbón en polvo se quema en el aire.

Estos sub-productos (los Flyashes), no son todos iguales, ya que existe una gran variedad en materiales de diversas fuentes. El flyash tiene relativamente altas concentraciones de SiO_2 Cuarzo o Dioxido de Silicio y Al_2O_3 Alumina u Oxido de Aluminio, y contiene cantidades variables de componentes inertes del carbón.

El flyash, traducido al español, quiere decir "cenizas volantes" y en el inciso 6.6 se presenta un pequeño estudio de su obtención, utilización y comportamiento como medio estabilizador junto con la cal.

6.4.- ESTABILIZACION CON CAL

La cal ha sido usada en numerosos tipos de suelos, con gran variación de resultados. Generalmente su uso se restringe a suelos de zonas con climas cálidos y templados, ya que los suelos estabilizados con cal en zonas de climas fríos, son susceptibles de quebrarse bajo condiciones de congelamiento.

La cal provoca un decremento en la densidad del suelo, cambia sus propiedades plásticas e incrementa su resistencia (lo que conduce a pensar que el suelo se rigidiza y por lo tanto se vuelve mas frágil).

La acción de la cal en el suelo puede ser explicada por tres reacciones básicas. La primera de ellas, es la alteración de la película de agua adsorbida que rodea las partículas minerales de la arcilla, lo cual hace que cambie la plasticidad del suelo.

Un segundo proceso por el cual la cal transforma al suelo, es el de la coagulación o floculación de sus partículas, que también produce cambios en la plasticidad del mismo.

El tercer proceso por el cual el suelo se ve afectado por la cal, es la reacción de ésta con los componentes del suelo para formar nuevos compuestos, produciéndose cambios en la resistencia y densidad del mismo.

Los dos principales componentes del suelo que reaccionan con la cal son los aluminatos y los silicatos; esta es una reacción a largo plazo, produciéndose como consecuencia una mayor resistencia del suelo.

Las mezclas de suelo-cal deben de pasar por un proceso de "curado" y así se preservará llevando a cabo una "acción puzolánica".

El grado al cual la cal reacciona con el suelo, depende de variables tales como la cantidad de estabilizador (cal), el tipo de suelo, el curado y tiempo que dure este proceso en la mezcla.

En las siguientes gráficas se puede apreciar la influencia, del porcentaje de adición de cal a suelos con resistencia a la compresión, así como el tiempo de curado necesario.

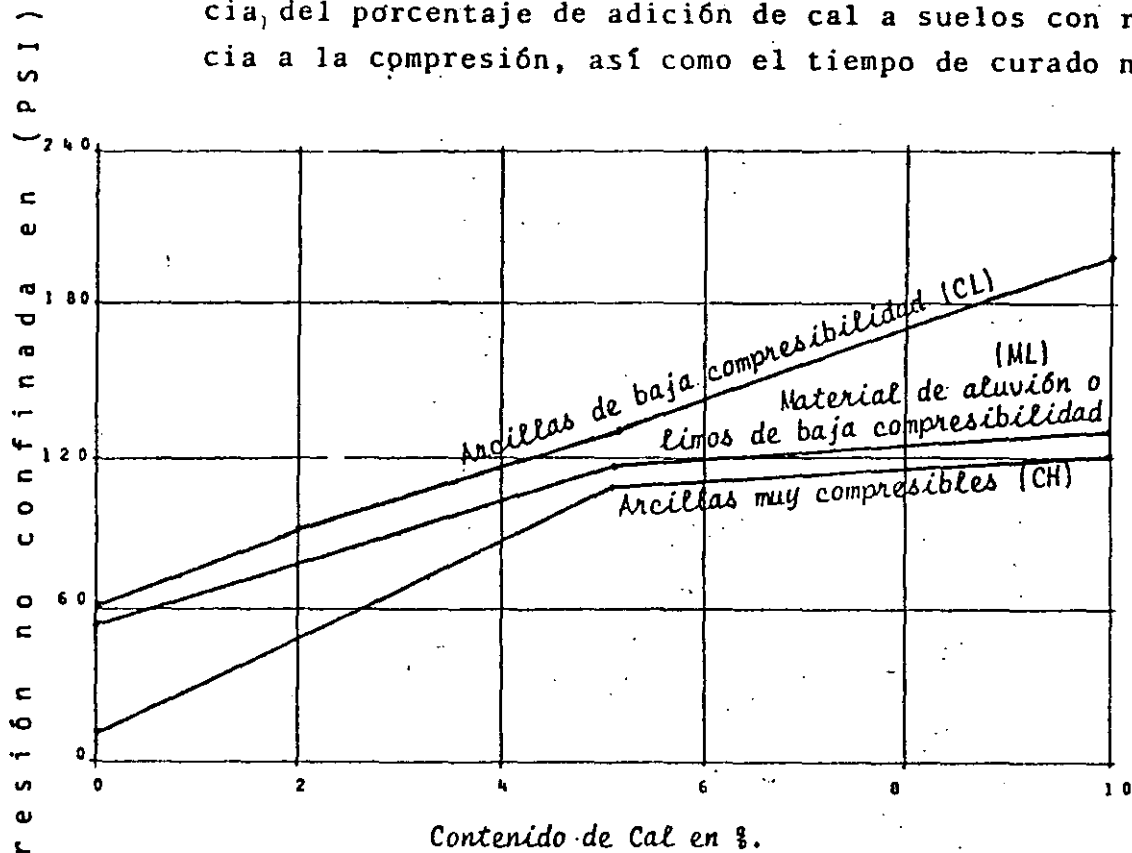


Fig. 6.1.

Influencia de la cal mezclada en porcentaje a tres tipos de suelos con resistencia a la compresión y un tiempo de curado de 8 semanas.

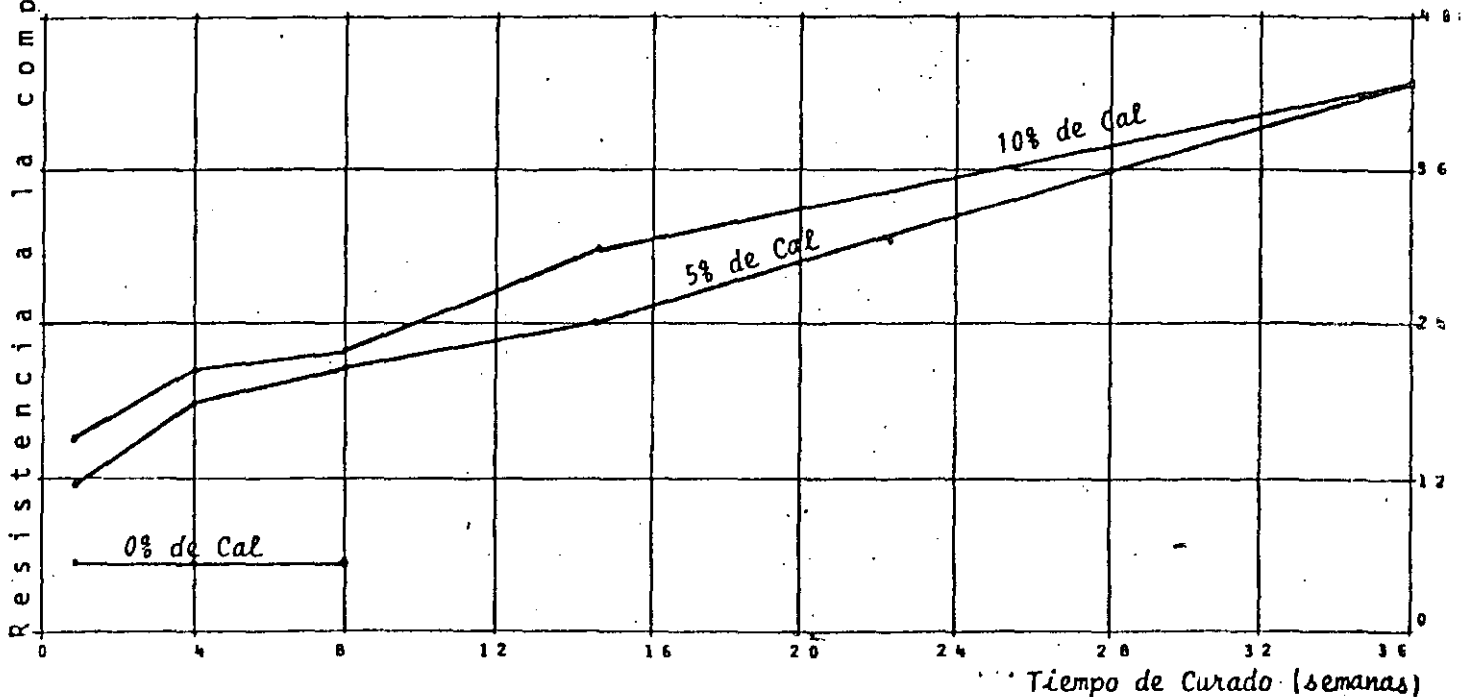


Fig. 6.2.- Influencia del tiempo de curado en suelos arcillosos de baja compresibilidad, con resistencia a la compresión, estabilizados con cal.

6.4.1.- COMPORTAMIENTO DE LA CAL EN LA ESTABILIZACION -
DEL SUELO-CAL

Una de las funciones más importantes de la cal, es que transforma considerablemente la plasticidad del suelo. Así, para suelos que tienen un índice de plasticidad menor que 5, la cal aumenta los valores del límite líquido y también del plástico, lo que en consecuencia provoca un aumento en el índice de plasticidad.

En la siguiente tabla, se puede apreciar los efectos de la adición de cal en suelos consistentes y una resistencia a la compresión.

EFFECTOS DE LA CAL EN SUELOS CONSISTENTES

		cambio de % con:				
		0% cal	2% cal	5% cal	2% cal	5% cal
Promedio de 5 sue los sedimentados.	Límite Líquido	25.8	28.2	29.2	+ 9.3	+13.2
	Límite Plástico	16.2	17.6	18.4	+ 8.6	+13.6
	PI 15 Índice de Plas- ticidad.	9.6	10.6	10.8	+10.4	+12.5
Promedio de ocho suelos arcillosos	Límite Líquido	40.9	40.4	39.5	- 1.2	- 3.4
	Límite Plástico	20.9	25.4	26.4	+21.5	+26.3
	PI 15 Índice de Plas- ticidad.	20.0	15.0	13.1	-25.0	-34.5

Sin embargo, para suelos más plásticos, la cal disminuye el límite líquido y aumenta el límite plástico, lo que -- provocará posteriormente un decremento en el índice de plasticidad y por lo tanto la adición de mezclas de cal, produci- rán un suelo más frágil y granular.

Las mezclas de suelo-cal generalmente tienen densidades

de compactación menores que las del suelo natural. El descenso de la densidad puede ser alrededor del 5%.

El resultado de las pruebas de compresión, puede despistar al observador casual ya que se observa un descenso en la resistencia del suelo, pero sin embargo, ocurre lo contrario. La gráfica de la figura 6.1 muestra el efecto de la cal en la ilimitada resistencia a la compresión de algunos suelos.

El inmediato aumento de la resistencia del suelo, es provocado por los cambios físico-químicos en las películas de agua que rodean a las partículas de arcilla (agua adsorbida), así como la granulometría de las partículas.

Las mezclas de suelo-cal deben ser compactadas a relativamente altas densidades, (ver fig. 6.3). Esto es particularmente cierto aún cuando el aumento de la resistencia por la acción del cementante estabilizador, no es aparente inmediatamente después de la compactación.

La situación se ve agravada aun posteriormente por las densidades inferiores de las mezclas de suelo-cal, comparadas con el suelo natural.

Por último, cuando se hace el "curado" de especímenes por un corto período de tiempo, trae como consecuencias posteriores un aumento en la resistencia del suelo estabilizado.

La cantidad de cal comúnmente usada en el proceso de estabilización (de 5 a 10% en peso), resultará en una concentración de iones de calcio mayor de la necesaria.

La siguiente figura muestra una gráfica en donde se ve la influencia de la compactación en la resistencia a la compresión de un suelo arcilloso estabilizado con cal.

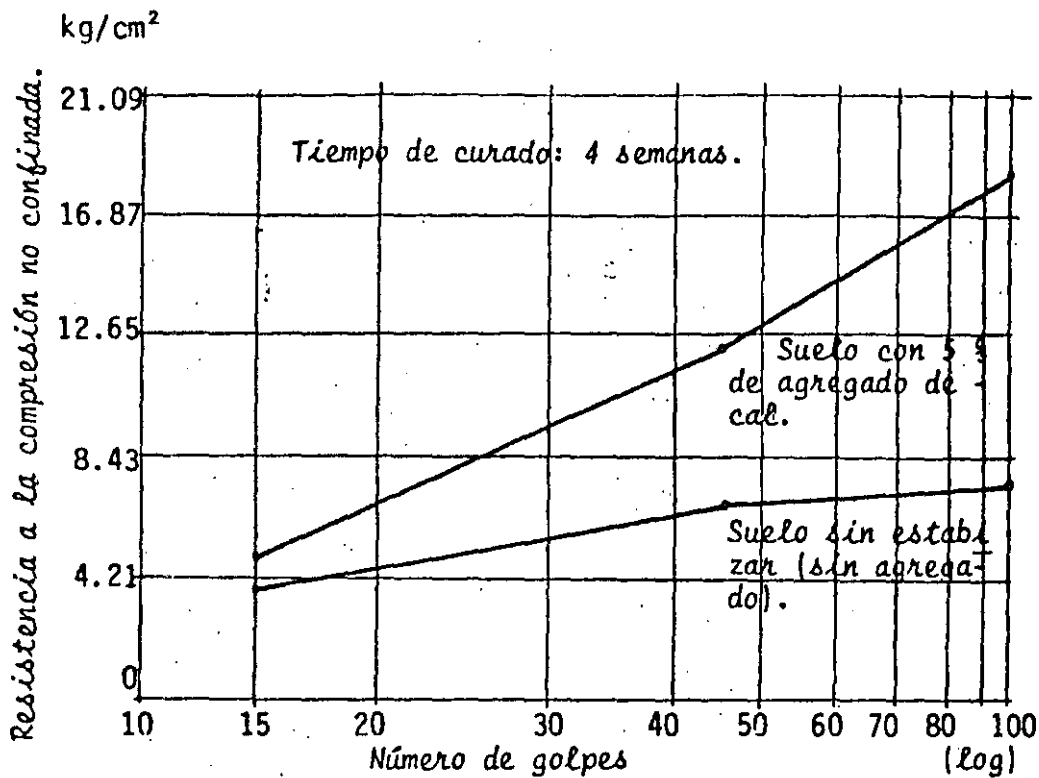


Fig. 6.3.- Influencia de la compactación en resistencia a la compresión de un suelo arcilloso, estabilizado con cal.

6.5.- ACCION DE LA CAL EN LA FRACCION ARCILLOSA DEL SUELO

La intervención de los cationes Ca^{++} y Mg^{++} aportados por el agregado de Cal en los suelos, tiene un efecto inmediato en la reacción de los mismos; por cuanto al intercambio iónico con los elementos contenidos en el suelo, éste se realiza en forma intensiva.

Sobre los resultados obtenidos con el tratamiento de -- suelos con cal, principalmente en lo referente a las reacciones físico-químicas que se operan en los mismos, la bibliografía consultada abunda en información sobre este tema, -- principalmente a partir del año 1953, cuando el Departamento de Ingeniería de la Universidad de Iowa, E.E.U.U., inicia una serie de trabajos de investigación, donde se encara específi

camente este problema.

El mecanismo fundamental del intercambio iónico en los suelos, está claramente expuesto en el tratado sobre Ingeniería de Carreteras de Davidson y Hardy.

6.5.1- INTERCAMBIO IONICO Y ACCION FISICO-QUIMICA DE -- LOS IONES Ca^{++} Y Mg^{++}

Tanto el mecanismo del intercambio iónico, como el acumulamiento y condensación de cationes adicionales (Ca^{++} y Mg^{++}) alrededor de las partículas de arcilla, tienen la propiedad de cambiar la densidad de cargas electrostáticas alrededor de las partículas de arcilla. De esta forma las partículas de arcilla pueden atraerse unas con otras, provocando una agregación o floculación de partículas. Cuando estas partículas actúan como agregados de otras partículas, el suelo pierde sus características originales de elevada cohesión y plasticidad para adquirir características de friabilidad* que mejoran en forma inmediata su trabajabilidad. En el proceso de intercambio iónico, se opera la sustitución de los iones K^+ , H^+ y Na^+ por los cationes Ca^{++} y Mg^{++} .

En la montmorillonita, el intercambio de superficie es seguido por un intercambio interespacial que tiende a saturar los planos entre las capas estructurales, con cationes Ca^{++} y Mg^{++} . Esta saturación tiende a provocar la desintegración de toda la estructura de la célula elemental provocando una separación de unidad integrada por las 3 capas, según se vió al tratar los minerales de arcilla (ver anexo I apéndice A).

6.5.2.- FORMACION DE NUEVOS MINERALES

Aparte del intercambio de cationes, los elemen-

* Friabilidad quiere decir desmenuzamiento; por lo que un suelo "Friable" es un suelo desmenuzable o frágil.

tos incorporados Ca y Mg actúan en sus combinaciones formando hidróxidos que sufren con el anhídrido carbónico del aire, un proceso de carbonatación, con formación de carbonatos de Ca y Mg que influyen favorablemente en el valor soporte del suelo.

Comenzando con el proceso de recarbonatación, tienen lugar reacciones denominadas puzolánicas, que demoran más tiempo en adquirir formas estables. Esta reacción puzolánica es íntimamente vinculada a las características de los minerales de arcilla. La reacción primaria de carbonatación y la reacción puzolánica que aparentemente se realiza en un largo lapso desde el momento en que se agrega la cal, ejercen una acción cementante que tiende a unir las partículas de arcilla, no ya por mera agregación como se vió en intercambio iónico, sino interviniendo materiales cementantes tales como los silicatos de calcio y magnesio.

El trabajo sobre reacciones de cal hidratada con minerales de arcilla en estado de pureza, realizado por Grim y sus colaboradores en la Universidad de Illinois, aclaró considerablemente el problema de la formación de nuevos minerales.

Las conclusiones de esta investigación fueron, que en el caso de la caolinita, ésta reacciona directamente con el calcio, para tomar una fase cristalina que fué tentativamente identificada como silicatos hidratados.

En el caso de la reacción a partir de la caolinita, la cal actúa desde los bordes de la partícula, rodeando la forma cristalina del mineral con esta nueva película de silicatos hidratados. Con la montmorillonita y la illita ocurre algo diferente, pues se trata de minerales cuya célula elemental presenta una redícula de tres capas, en cuyo caso, la reacción comienza con un intercambio de iones por los cationes Ca^{++} y Mg^{++} .

Cuando los planos interreticulares han sido saturados por Ca^{++} y Mg^{++} se produce una desintegración de la célula e

amental sin apreciarse la formación de nuevas fases cristalinas. En este caso, recién comienzan a apreciarse las mejoras de capacidad, soporte y resistencia, cuando la célula elemental comienza su desintegración. En la caolinita los valores de aumento de resistencia a la compresión, se observan cuando el mineral recién comienza a ser atacado desde sus bordes, formando una nueva fase cristalina...

Puesto que los valores mayores de resistencia están acompañados por cambios estructurales de los minerales de arcilla, puede inferirse el grado de durabilidad o permanencia de estos cambios.

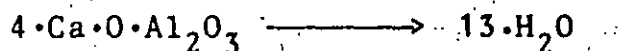
El carácter permanente de este cambio, fué objetado por tratarse de minerales puros y no de suelos tal cual se presentan a los efectos de su estabilización.

Los mismos autores repitieron las investigaciones realizadas con minerales aislados, en suelos que estaban siendo tratados en tres proyectos en Virginia, U.S.A., ubicados a 170 km. de distancia unos de otros.

En estos suelos, la fracción de arcilla de los diferentes proyectos está compuesta de distintos minerales de arcilla, y por lo tanto, sus propiedades físicas cambian. Tres años después que los suelos fueron tratados con cal, se extrajeron las muestras para estudiar las reacciones que se habían operado. Los métodos empleados fueron los convencionales de defracción de Rayos X y petrográficos. Se pudo comprobar la presencia de los silicatos hidratados de calcio y también de carbonato de calcio. También se comprobó que en los casos de aumentos reales de capacidad de soporte, los silicatos hidratados de calcio ejercen una acción cementante, uniéndolo las partículas del suelo.

Hay que considerar también la fracción arenosa del suelo o la parte anhídrido silícica finalmente dispersa, por cuanto las fases formadas entre el hidróxido de calcio y el cuarzo, son también importantes. En esta reacción la canti-

dad de hidróxido por unidad de superficie del grumo, es importante, al igual que el tiempo transcurrido y la temperatura de reacción. Se ha comprobado que las principales reacciones que tienen lugar, tienden a la formación de un monosilicato de calcio hidratado y luego la formación de un disilicato de calcio hidratado. También existen en esta etapa de formación de nuevas fases, fenómenos de intercambio iónico, pues tanto el monosilicato de calcio como el disilicato, se comportan como una fuente de iones cálcicos. Se ha logrado también aislar material cristalino de la reacción cal-montmorillonita en 5 tipos de suelos tratados, teniendo como base las cantidades de minerales de arcilla contenidos en los mismos. Los cristales aislados obtenidos en esta investigación sobre suelos curados con cal durante 30 días, tenían una estructura similar a la del tetrasilicato de calcio de la siguiente composición:



Las nuevas formas cristalinas eran transparentes, incolores, de forma exagonal y con una densidad de 2.07 ± 0.01 gr/cm³.

Las observaciones realizadas con el microscopio petrográfico permitieron ubicar las nuevas formas cristalizadas dentro del sistema exagonal y dar un orden de magnitud que varía entre 20 y 50 micrones, con espesores menores de cinco micrones.

El índice de refracción de estos cristales está comprendido entre 1.545 y 1.550, siendo su signo óptico negativo.

La formación de nuevos minerales trae como consecuencia inmediata, el aumento de los valores de capacidad soporte, y hace incuestionable las características de durabilidad e inalterabilidad de los suelos tratados con cal, ya que disminuye la densidad.

6.6.- LA CAL Y CENIZAS VOLANTES (FLYASH) COMO MEDIO ESTABILIZADOR

Los productos más usuales para ser empleados como agentes estabilizadores para obtener materiales de mejores propiedades que las del suelo original, son el cemento y la cal. Pero parece que la cal mezclada con cenizas volantes (flyash) han sido empleadas satisfactoriamente como agentes estabilizadores.

Durante los últimos años se ha incrementado su uso, ya que, anteriormente habían sido utilizadas muy poco porque sus características y reacciones, cuando se añadían al suelo, no eran bien conocidas.

El Flyash o Cenizas Volantes como ya se dijo anteriormente, son un subproducto de las centrales térmicas que consumen carbón en polvo. Se consideran y se emplean como puza lanas artificiales conjuntamente con el cemento para fabricar concretos ligeros de alta resistencia, o en el suelo cemento, y en este caso también con la cal, en la estabilización de suelos.

Para evaluar el empleo de la cal con las cenizas volantes como aditivos estabilizadores, es necesario considerar los factores que afectan la estabilización de un suelo con dichos agentes.

Estos factores se pueden ordenar en tres grupos y son:

- I.- Factores de Origen.
 - a) Tipos de cal (de acuerdo a su calidad);
 - b) Tipos de Cenizas Volantes;
 - c) Tipos de suelos;

- II.- Factores de Introducción
 - d) Proporción y cantidad de Cal y Flyash;
 - e) Relación, humedad-densidad-resistencia;

III.- Factores de Colocación.

- f) Efecto de la energía de compactación;
- g) Efecto de la temperatura de tratamiento.
- h) Efecto del tiempo transcurrido después de añadir agua a la mezcla hasta la compactación;
- i) Efecto de la adición de los productos químicos;
- j) Efecto de la modificación de las cenizas volantes.

6.6.1.- REACCIONES DE LA MEZCLA DE CAL Y FLYASH CON EL SUELO.

Quando se mezclan cal y cenizas volantes con el suelo, una parte de la cal se combina con las partículas sólidas del suelo, otra con el óxido de carbono presente en el aire y agua del propio suelo, y otra con las cenizas volantes por medio de reacciones puzolánicas.

La cal reacciona con los minerales de la arcilla del suelo de dos maneras, iónica y puzolánica. En la forma iónica, que por naturaleza es reacción compleja en la cual el exceso de cationes del calcio, suministrado por la cal, causa, por la acción de saturación sobre las partículas de la arcilla, la floculación del suelo y, también, por la sustitución del calcio por otros cationes en la estructura de la arcilla. Por esta reacción, la plasticidad del suelo disminuye, aumenta mucho su trabajabilidad, y se reducen los cambios volumétricos debidos a la humedad.

La otra reacción, la puzolánica, tiene lugar cuando el suelo está compactándose. Los minerales de cuarzo y limo fino, además de los de la arcilla, toman parte probablemente en esta reacción, que es de naturaleza aglutinante, formando se productos que aumentan la resistencia del suelo. Los pro

ductos aglutinantes principales, son los silicatos y los aluminatos de calcio.

Una reacción más, es cuando el óxido de carbono se combina con la cal para formar carbonato de calcio o carbonato de magnesio, según la cal empleada. Esta combinación se produce a ritmo muy lento en las mezclas suelo-cal-flyash. Se ha encontrado que la presencia del óxido de carbono en el aire, no afecta la resistencia a la compresión de los suelos limo-arcillosos estabilizados con cal y cenizas volantes.

6.6.2.- FACTORES QUE AFECTAN LA ESTABILIZACION DEL SUELO ESTABILIZADO CON CAL Y CENIZAS VOLANTES

a) TIPOS DE CAL

En los estudios hechos para determinar la cal más adecuada para combinar con las cenizas volantes, se comprobó que las cales hidratadas son las más efectivas, ya que las no hidratadas son más problemáticas para ser empleadas in situ.

Entre las cales hidratadas, se han usado solamente cales calcáreas o calcíticas Ca(OH)_2 y cales dolomíticas monohidratadas $\text{Ca(OH)}_2 + \text{MgO}$.

No se puede llegar a ninguna conclusión de cual es la mejor cal, pues en estudios realizados empleando la cal y cenizas volantes sin suelo, la cal dolomítica hidratada $\text{Ca(OH)}_2 + \text{Mg(OH)}_2$ demostró ser muy inferior a la cal dolomítica monohidratada, que a su vez ha producido, en general, resistencias de un 30% mayores que la cal calcárea hidratada. Sin embargo, con ciertas cenizas volantes, la cal calcárea ha producido resistencias más grandes que la dolomítica. En ensayos hechos con diferentes suelos, la cal dolomítica monohidratada, por lo general, da resistencias mayores que la cal calcárea.

Las conclusiones más importantes a que se llegó, basados en los estudios de estabilizaciones con cal y flyash, --

son; que las mezclas se hagan con ambas cales si es que éstas se obtienen en la región. El período de tratamiento debe ser de 3 meses y la temperatura de curado lo más cercana a la del medio ambiente en el sitio.

b) TIPOS DE CENIZAS VOLANTES (FLYASH)

De los estudios realizados para determinar las características de una ceniza volante de buena calidad, se han obtenido los siguientes resultados:

- 1.- La superficie de las cenizas volantes, es función de su finura y del contenido de materia combustible.
- 2.- Las cenizas volantes obtenidas en las centrales térmicas por métodos de precipitación eléctrica, son más finas y contienen menos materia combustible que las cenizas obtenidas por métodos mecánicos.
- 3.- El porcentaje por peso de las cenizas que pasan a través de un tamíz o malla No.200, muestra una indicación general de el contenido de materia combustible y de la cantidad de materiales reactivos.
- 4.- La concentración molecular del contenido en $\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3$ está en relación directa con la resistencia.

No se han podido encontrar otras relaciones importantes entre la composición química y las características físicas de las cenizas volantes, en su reacción con la cal.

c) TIPOS DE SUELOS

Los suelos más apropiados para ser estabilizados con cal y flyash, son los suelos granulares, tales como arenas y gravas de grano uniforme. Estos suelos no pueden estabilizarse con otros agentes si no se les añade antes,

otros suelos para mejorar su granulometría. Sin embargo, la adición de cal y flyash, elimina la necesidad de modificar la granulometría.

Los suelos limosos y arcillosos responden bien a la estabilización con cal y flyash, con tal de que se disponga de cenizas volantes baratas y de una buena calidad en la cal y en el flyash que se empleen. No obstante, los suelos limosos se estabilizan por lo general a precios más económicos con cementos y los suelos arcillosos con cal, más comunmente.

d) CANTIDADES Y PROPORCIONAMIENTO

No se ha encontrado una relación general entre el contenido de cal y cenizas volantes y la resistencia de los suelos estabilizados. Las proporciones dependen del tipo de suelos que se estabilizarán y de las cualidades de las cenizas empleadas.

Para suelos granulares, la cantidad de cal deberá estar comprendida entre 3 y 6%, del peso del suelo; y la cantidad de cenizas entre 10 y 25%. Para los suelos arcillosos, la cantidad de cal deberá ser entre 5 y 9%, y la de cenizas volantes entre 10 y 25% en peso. En los suelos limosos, la cantidad de cal varía entre 4 y 8%, y la de las cenizas volantes también entre 10 y 25%.

e) RELACIONES HUMEDAD-DENSIDAD-RESISTENCIA

La resistencia máxima de las mezclas de suelo, cal y flyashes, se produce con un contenido de humedad durante la compactación, (que no es necesariamente la humedad óptima para una densidad máxima).

La humedad necesaria durante la compactación para obtener resistencia máxima en suelos arenosos, está del lado seco de la humedad óptima, (para densidades máximas).

En los suelos que tienen una elevada proporción de arcilla, como las del tipo montmorillonítico e illítico, dicha humedad, durante la compactación, está del lado húmedo.

Con otros suelos, por ejemplo, los loes friables (desmenzables), la resistencia y densidad máximas, pueden corresponder a la misma humedad de compactación.

Por último, si no se añade agua durante el tratamiento, el agua del suelo se evapora, provocando que el contenido de humedad durante la compactación que se requiere para producir una resistencia máxima, cambie según el período de tratamiento; cuanto más prolongado es el período de tratamiento, mayor humedad se requiere.

f) ENERGIA DE COMPACTACION

La influencia de la energía de compactación es muy importante, ya que, por ejemplo, el hecho de pasar de la prueba Proctor Normal a una Proctor Modificada, aumenta la resistencia de la mezcla de suelo-cal-flyash. En la gráfica de la fig. 6.4, se puede ver que el aumento de resistencia, obtenido para ambas pruebas, es variable y puede oscilar entre el 50 y 130 Kg/cm². El aumento de resistencia obtenido es variable y puede oscilar entre el 50 y 160%.

La proporción de la mezcla es de :

76.5 % de arena de dunas,

6.0 % de cal calcárea hidratada,

17.5 % de cenizas volantes (Flyash), N^{os}. 1, 2 y 3.

En la gráfica las líneas continuas denotan un procedimiento de compactación Proctor Modificado (Mod. C.V.). Y las líneas punteadas indican un procedimiento de compactación Proctor Estandar (Std. C.V.).

Además el tiempo en días que se tiene abajo del eje de las abscisas corresponde a un periodo de curado; y la resistencia en porcentaje que aparece en el eje de las ordenadas, es una resistencia a la compresión después de inmersión.

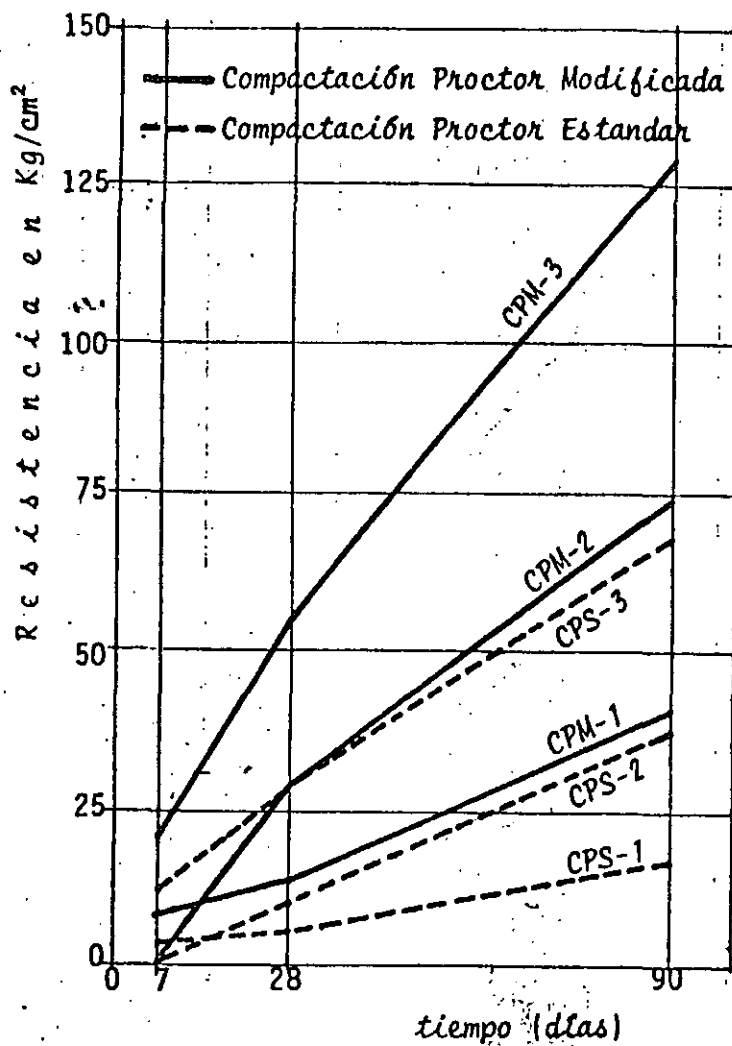


Fig. 6.4.- Efecto del esfuerzo de compactación y la resistencia, de una mezcla de 76.5% de arena de dunas, 6% de cal calcárea hidratada y --- 17.5% de cenizas volantes.

g) TEMPERATURA DE TRATAMIENTO

La reacción entre la cal y flyash, es muy sensible a la temperatura de curado. Existe un punto crítico para el desarrollo de la reacción puzolánica, cercano a los 22°C. A temperaturas más bajas, la reacción es más lenta; y a temperaturas más elevadas, la reacción es más rápida y proporcional al aumento de temperatura.

Con la cal dolomítica monohidratada se han obtenido, en general, resistencias mayores que con la cal hidratada calcárea en mezclas de arena-cal-flyash, para temperaturas de tratamiento que van hasta los 30°C aproximadamente. (Ver y comparar los efectos de temperatura de tratamiento para mezclas de idéntica proporción pero diferentes cales, en las figs. 6.5 y 6.6).

Con la cal calcárea hidratada, se obtienen mayores resistencias que con la cal dolomítica monohidratada en mezclas de cal, arena y flyash, para temperaturas de curado entre 60°C y 120°C.

La estabilización de suelos con cal y cenizas volantes se debería hacer al comienzo del verano para aprovechar temperaturas elevadas durante el curado.

El alto contenido de materia combustible parece ser retardante de la reacción cal-cenizas volantes para temperaturas de curado mayores de 60°C.

h) ADICION DE AGUA

La compactación de un suelo estabilizado con cal y cenizas volantes, deberá hacerse tan pronto como fuera posible después de haber mezclado y humedecido el suelo con la cal y el flyash, si no, la densidad y la resistencia, pueden quedar disminuídas.

Con suelos arcillosos, la compactación debería terminar cuando más tarde, cuatro horas después de haber humedecido la mezcla, mientras que con suelos arenosos la compactación se puede realizar hasta el día siguiente después de haber humedecido la mezcla, sin pérdidas apreciables en la resistencia. La gráfica de la fig. 6.7., muestra la relación humedad-densidad de un suelo arcilloso, en el cual la compactación ha sido hecha a intervalos diferentes de tiempo después de la mezcla húmeda.

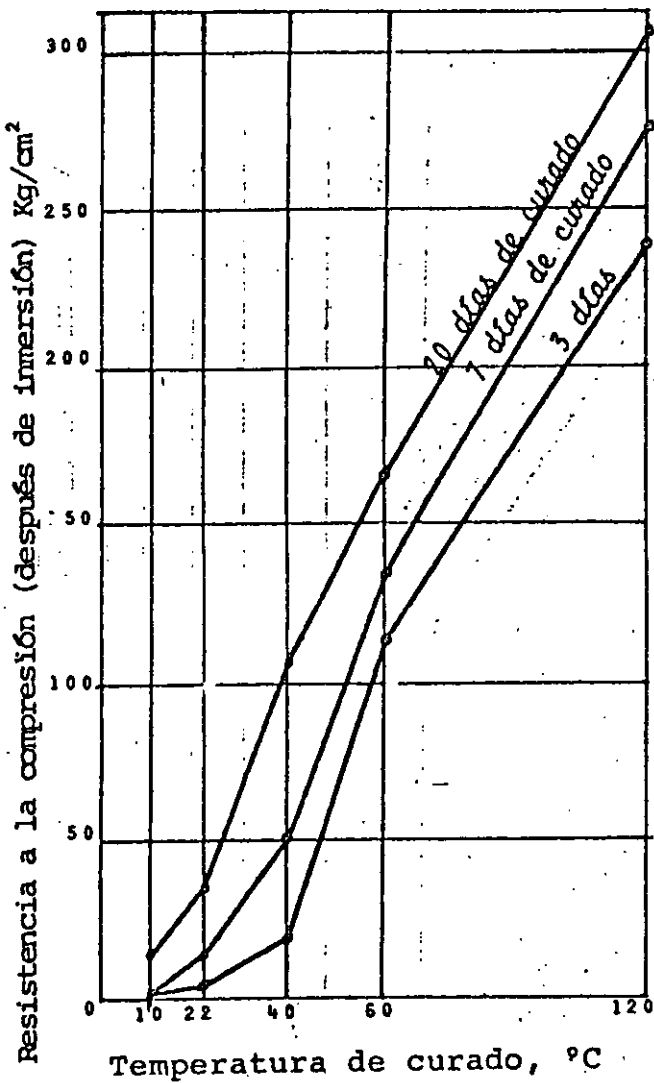
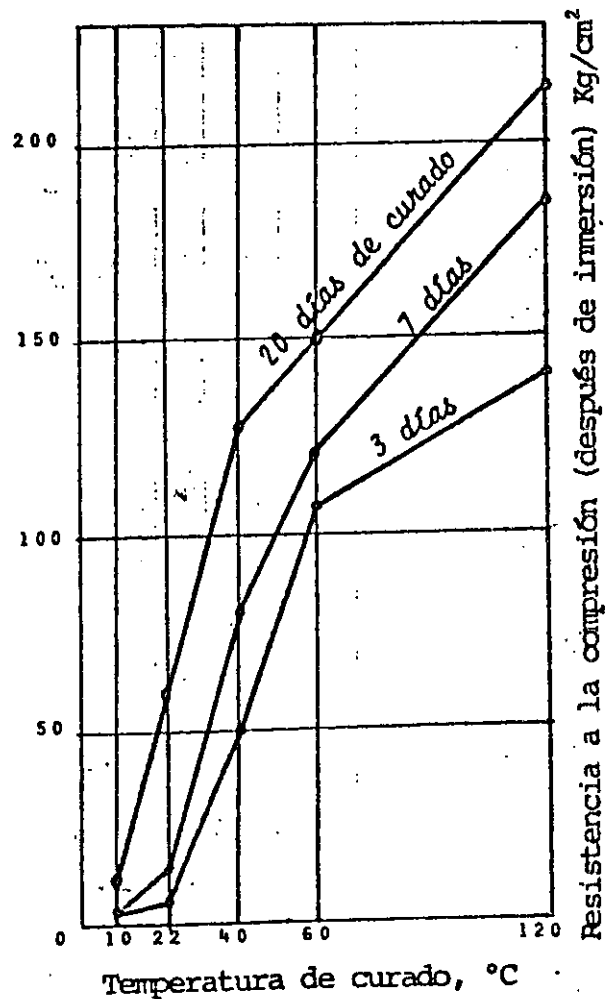


Fig. 6.5.- Efecto de la temperatura de tratamiento para una mezcla de suelo con la siguiente proporción:

6.0 % cal calcárea hidratada,
 17.5 % cenizas volantes No.3,
 76.5 % de arena de dunas.

Fig. 6.6.- Efecto de la temperatura de tratamiento para una proporción de mezcla de:

6.0 % cal dolomítica mono-hidratada,
 76.5 % arena de dunas,
 17.5 % cenizas volantes No. 3.



Resistencia a la compresión (después de inmersión) Kg/cm²

Temperatura de curado, °C

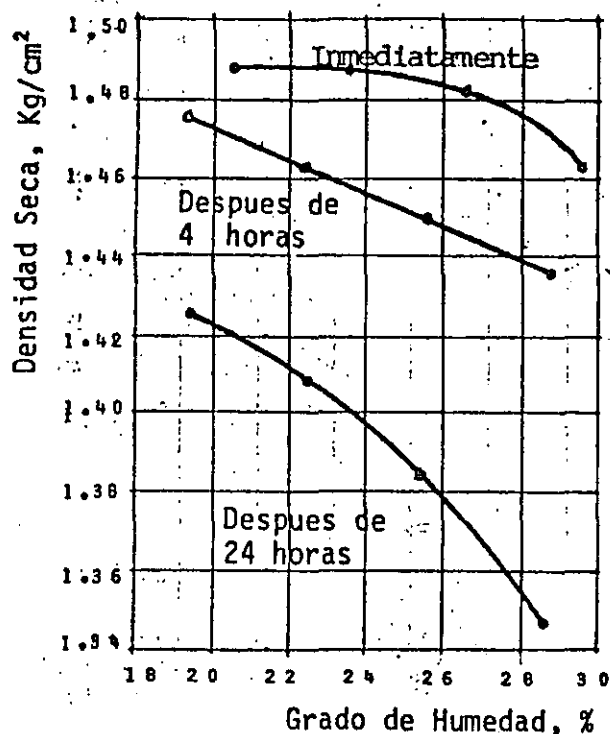


Fig.6.7.- Relaciones humedad-densidad de una mezcla de suelo, con una proporción de mezcla de: 76.5 % de suelo arcilloso, 6 % de cal calcarea hidratada y 17.5 % de cenizas volantes n.º 3.

i) ADICION DE PRODUCTOS QUIMICOS

Se ha encontrado que la "resistencia sumergida" de las mezclas se puede aumentar varias veces por medio de la adición de pequeñas cantidades de algunos productos químicos, tales como el carbonato sódico, el metasilicato sódico y el hidróxido de sodio, que parecen ser los más adecuados.

La "resistencia sumergida" de suelos friables estabilizados con cal y cenizas volantes puede ser también aumentada mediante la adición de pequeñas cantidades de carbonato de sodio, de sosa y, en algunos casos, de cloruro sódico. El aumento de resistencia tiene lugar a temperaturas ordinarias. Este aumento de resistencia es aportado por la adición de produc

tos químicos y es crítico a temperaturas cercanas a los 0°C, porque no puede permitir bien la estabilización del suelo -- con cal y flyash en condiciones climáticas frías.

En casos donde la temperatura es baja, como en los países de clima frío, se puede estabilizar el suelo con "yeso" y ciertas mezclas para obtener aditivos beneficiosos que puedan ser trabajables durante la construcción aún con temperaturas bajas.

Empleando compuestos de cal y cenizas volantes, o de cal, flyash y productos químicos para estabilizar arenas de dunas, se ha descubierto que pueden rivalizar en resistencia al hielo-deshielo y en el costo, con las mezclas del mismo suelo estabilizado con cemento portland.

El producto químico recomendado para emplearse en suelos arenosos e incluso limosos, estabilizados con cal y cenizas volantes, es el carbonato de sodio. El cual con un 0.5% de adición, permite una reducción en las cantidades de cal y flyash, para obtener la misma resistencia.

Es preciso tener cuidado en la utilización de estos productos químicos, pues sus efectos cambian según los tipos de suelos, cal y cenizas volantes. Antes de utilizarlos, se recomienda que se estudien en el laboratorio con los suelos, cal y cenizas que se vayan a emplear.

Entre los compuestos o productos químicos que han sido estudiados se presentan los siguientes en la tabla comparativa 6.2., que se presenta en la hoja 122.

j) MODIFICACION DE LAS CENIZAS VOLANTES

Las cualidades puzolánicas de las cenizas volantes pueden mejorarse eliminando la parte compuesta de materia combustible, ya que ésta no reacciona. El mejoramiento del flyash puede hacerse moliendo las cenizas volantes.

6.6.3.- EVALUACION COMPARATIVA

Como estudio final de las reacciones de cal y -

cenizas volantes en la estabilización del suelo, se tomaron algunas mezclas seleccionadas de suelo, cal y flyash, y se comparó su resistencia con la de los mismos suelos estabilizados con cemento. En este estudio, están comprendidos ensayos de durabilidad al hielo-deshielo. En la siguiente tabla se presentan algunos de los resultados obtenidos.

Mezcla No.	Proporciones de la mezcla	Densidad Proctor seca g/cm ²	Resistencia a la compresión kg/cm ²		
			↓ 28 días	Pf	Pc Rf
1/A	92% arena, 8% cemento	1.81	34	35	37 98%
1/B	73% arena, 3% cal dol. 24% c. v. No. 3	1.99	57	59	69 85%
2-A	88% arcilla, 4% cal, 8% cemento	1.52	50	45	39 87%
2-B	69% arcilla, 6% cal dol. 25% c. v. No. 2	1.44	43	46	38 83%
3-A	83% suelo aluvial arcilloso, 3% cal, 9% cemento	1.52	41	36	38 94%
3-B	69% suelo aluvial arcilloso, 6% cal, 25% c.v. No. 3	1.50	37	34	40 84%

Pf) Después de 28 días de curado y 24 hrs. de inmersión en agua destilada, y 10 ciclos de hielo-deshielo.

Pc) Después de 28 días de curado y 11 hrs. de inmersión en agua destilada.

Rf) $Rf = Pf (100) / Pc$.

Tabla 6.2.- Evaluación comparativa de la durabilidad de mezclas seleccionadas.

Como conclusión se puede indicar que los suelos pueden ser estabilizados con cenizas de buena calidad y cal. El empleo de este método de estabilización se recomienda cuando la resistencia de la mezcla sea aproximadamente igual a la del cemento, después de 28 días de tratamiento. Se considera este período de tratamiento, porque para períodos más cortos, la cal más las cenizas volantes, dan resistencias muy débiles.

Por último, como las unidades de peso varían en un rango cercano a los 800 Kg/m³ en el caso del suelo-cemento y el suelo-cal, el suelo de cal y flyash generalmente resultará en una densidad disminuída y en una ligera reducción del índice de plasticidad, a causa de la gran variabilidad de las muestras de cenizas volantes. Por lo tanto, cada fuente deberá ser investigada en detalle para determinar si el flyash reaccionará con la cal.

6.7.- ESTABILIZACION CON SILICATOS DE SODIO

El silicato de sodio (NaSiO₃) usado en combinación con el cloruro de calcio (CaCl₂·6H₂O), ha sido empleado con éxito para cimentaciones muy profundas. Este tipo de estabilización consiste en inyectar al suelo grandes cantidades de silicatos de sodio y de cloruro de calcio hidratado, los cuales formarán un "gel" que impartirá una acción "cementante" al suelo.

Como el proceso de inyección está limitado primariamente a materiales arenosos, la rapidez de sedimentación es casi instantánea y, por lo tanto, la formación del gel está restringida a el área inmediata al punto de adición.

Este proceso ha sido empleado con gran éxito en Alemania, Francia e Inglaterra por espacio de 50 años. En los Estados Unidos, ha tenido gran aceptación en los últimos 40 años.

Algunas estabilizaciones de carreteras subdiseñadas, no han tenido el éxito esperado, debido a la imposibilidad de mezclar los reactivos con el suelo sin destruir el gel que se

forma.

6.8.- EFFECTOS DE LA CAL EN LA ESTABILIZACION DE SUELOS

A continuación se presentarán estudios y trabajos de investigación realizados por Davidson, Hilt, Fuller, Grim y Remus de la Universidad de Iowa; que se resumen a título informativo en los boletines de la National Lime Association, - la National Academy of Sciences, y del Highway Research Board de los E.E.U.U.

Por lo tanto, se hará referencia específicamente a aquellos estudios que tratan las condiciones naturales de los suelos y el efecto de la cal en la corrección de las mismas.

6.8.1.- EFFECTO DE LA CAL EN LA CAPACIDAD DE CARGA

Entre los trabajos que se citan, están las investigaciones realizadas por Davidson y Remus en la Universidad de Iowa, que tratan el problema de la resistencia de los suelos y la densidad de los sistemas cal-arcilla.

Se llegó a la conclusión en estos estudios, que el agregado de cales dolomíticas en suelos illíticos y montmorilloníticos producen mayores resistencias que con cales cálcicas.

En las investigaciones realizadas por Davidson, los suelos tratados con cales dolomíticas, dieron valores de capacidad soporte superiores a 400 PSI (30 Kg/cm²), con agregados - de 6 a 9% de cal.

En las investigaciones hechas por Grim, con arcillas escogidas, se estudian 6 muestras distintas, teniendo en cuenta la capacidad de intercambio de bases. De éstas 6 variedades de arcilla, 3 son típicamente representativas; la caolinita, la illinita y la montmorillonita. Y los resultados obtenidos al tratar estas arcillas con distintos porcentajes de hidrato de calcio, se presentan en la siguiente gráfica donde se dan los valores de capacidad soporte contra el agregado de cal.

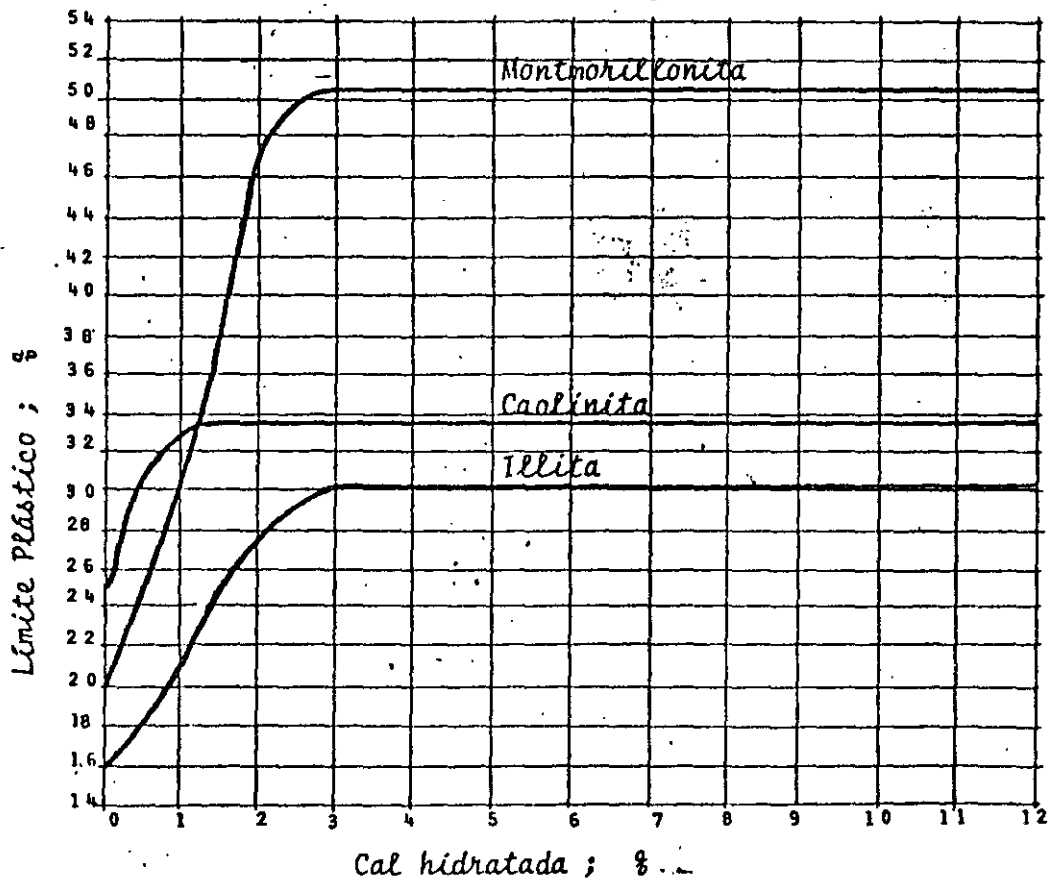
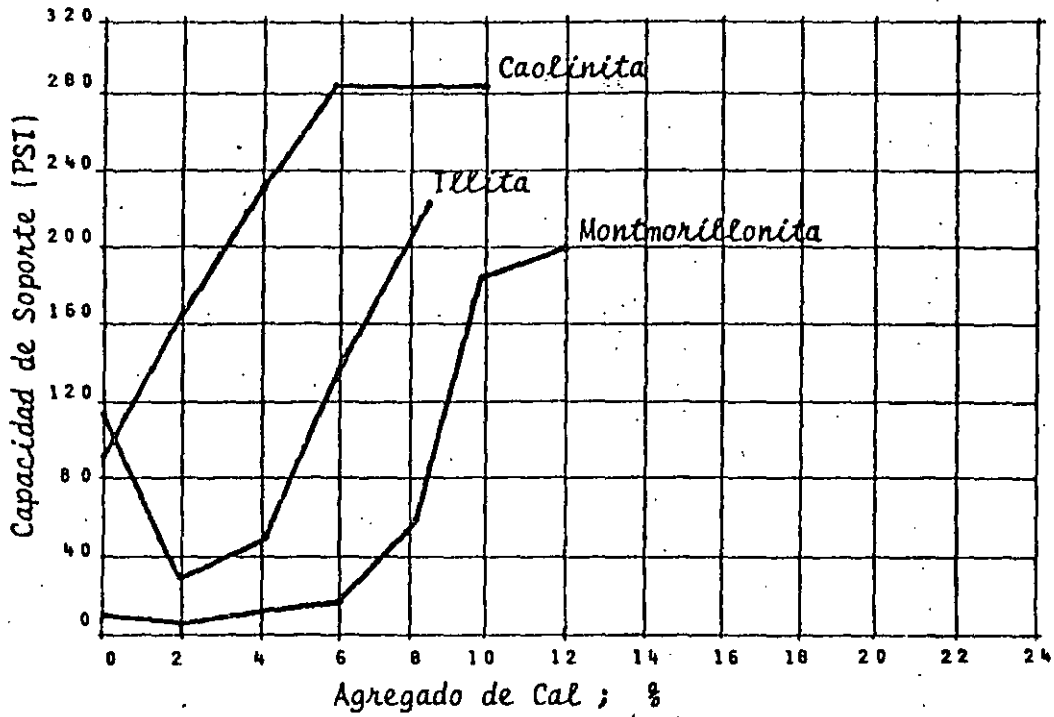


Fig. 6.8.- Comparación de tres variedades de arcilla con distintos porcentajes de CaH_2O respecto a su límite plástico y su capacidad de soporte.

En el caso del caolín, que tiene baja capacidad de intercambio de bases y baja plasticidad, se obtienen la mayor resistencia con un agregado de 8% de cal, aunque este valor máximo de capacidad soporte es apenas superior al obtenido con un agregado del 6%.

Con la montmorillonita estudiada, que tiene una alta capacidad de intercambio de bases, un elevado índice de plasticidad y una baja resistencia a la compresión, se observa que con el agregado de un 2% de cal hidratada baja debilmente la capacidad soporte, manteniéndose estos valores casi inalterados hasta con agregados del 6% de cal. El primer cambio apreciable de resistencia se aprecia con un agregado del 8% de cal; y el cambio fundamental con el 10% de cal, donde la capacidad soporte sube de 60 hasta casi 200 PSI.

En el caso de la illita, con un alto valor de resistencia a la compresión en el mineral sin tratar, se observa una disminución de la capacidad soporte con un agregado del 2% de cal, para subir gradualmente hasta 240 PSI, con un agregado de 8% de cal.

Los resultados de estas experiencias demuestran que para suelos ricos en caolinita, menores cantidades de cal son requeridas que para suelos ricos en illita o montmorillonita.

Debido a la alta capacidad de intercambio iónico de la montmorillonita, una considerable cantidad de cal es requerida primeramente, para entrar en la estructura de la célula elemental como Ca^{++} y Mg^{++} y producir la desintegración de esta estructura. Solo después que tiene lugar esta primera fase del intercambio, se opera el incremento en la capacidad soporte con mayores porcentajes de cal en la mezcla del suelo.

En la preparación de las arcillas para este ensayo, las muestras fueron primeramente molidas, humedecidas y compactadas en moldes Proctor, a densidad standard, para determinar

luego la capacidad soporte del material sin tratar. Con --- muestras similarmente tratadas, se hicieron los agregados de cal en porcentajes desde 2 hasta 12% en peso, sobre la base de muestras secadas en horno.

En otro trabajo de Davidson, se comprobaron los resultados de los suelos tratados con cales cálcicas y dolomíticas, obteniéndose en general valores iguales, y las mayores diferencias están dadas por las condiciones del proceso de calcinación de las cales. Aparentemente las principales variables que afectan los valores de capacidad soporte en suelos tratados con cales cálcicas, son los contenidos en silicatos, aluminatos y carbonatos. Esta es una de las primeras investigaciones que hace referencia a la importancia del proceso de calcinación y contenido de impurezas en las cales empleadas para la estabilización de suelos.

6.8.2.- EFEECTO DE LA CAL EN EL LIMITE PLASTICO

De acuerdo a las investigaciones realizadas por Hilt, en la Estación Experimental de Ingeniería de la Universidad de Iowa, se llega a conclusiones fundamentales respecto al aumento de el límite plástico de los suelos con el agregado de porcentajes bajos de cal. Los mayores coeficientes de aumento en el límite plástico, fueron comprobados en suelos montmorilloníticos. Mientras mayor es la cantidad de material arcilloso en el suelo, mayor es el aumento registrado en el agregado de cal.

En los suelos illíticos, también es considerable el aumento del límite plástico, en cambio los menores coeficientes de aumento fueron notados en los suelos caoliníticos.

En la gráfica de la figura 6.8., han sido resumidas las experiencias realizadas por Hilt, con los distintos tipos de suelo en los estudios del límite plástico en función del agregado de cal.

En este mismo trabajo, se llegó también a la conclusión

que tanto la montmorillonita como la caolinita, tienen efectiva reacción puzolánica y que los elementos de sus estructuras actúan con la cal produciendo materiales cementantes.

6.8.3.- EFEECTO DE LA CAL EN EL INDICE DE PLASTICIDAD

Los trabajos de investigación realizados sobre esta constante del suelo, son numerosos; y las causas que obedecen las reducciones de los valores de plasticidad ya han sido mencionadas al tratar las propiedades de las arcillas y el intercambio iónico.

Como resultado del intercambio de bases donde intervienen los cationes Ca^{++} y Mg^{++} , se produce la neutralización de las cargas electrostáticas que rodean la partícula.

En el sistema sólido (arcilla-agua), las moléculas de la parte líquida del sistema, tienen una orientación definida en las primeras capas adsorbidas por las superficies planas de los minerales de arcilla. Esta orientación está dada por la atracción ejercida por la capa de oxígeno del mineral y por las uniones rotas de la estructura cristalográfica.

El agua adsorbida orientada tiende a propagarse hacia afuera de la partícula, manteniendo todo el sistema en equilibrio electrostático. Esta concepción del agua adsorbida, -- formando una estructura juntamente con la partícula sólida, constituye el suelo en estado plástico.

El constante Índice de Plasticidad es una función directa del contenido de agua en la arcilla, del suelo referido a la capacidad de intercambio de bases de esta fracción.

Entre las numerosas experiencias que pueden citarse sobre la reducción del índice de plasticidad en obras viales, en el trabajo de Fuller se dan abundantes ensayos sobre el agregado de cal en distintos porcentajes.

La reducción del índice de plasticidad en la gran mayoría de los suelos tratados con cal, puede apreciarse desde el primer momento en que se incorpora la cal; por otra par-

te, en términos generales, las cantidades de cal requeridos para la corrección del índice de plasticidad, incluyendo los suelos altamente montmorilloníticos, es muy pequeña, del orden de 2 a 3% sobre el peso, del suelo a estabilizar. Es precisamente en este aspecto del tratamiento de suelos con cal, donde los resultados pueden apreciarse en forma más inmediata, por cuanto los suelos cohesivos se tornan friables, mejorando las condiciones de trabajabilidad en las distintas etapas de consolidación de bases para caminos.

NOTA.- En el anexo V de esta tesis, se incluye en el apéndice 'M', un instructivo de procedimientos constructivos y recomendaciones para la mejor estabilización de un suelo con cal.

CAPITULO VII

ESTABILIZACION CON CEMENTO

7.1.- GENERALIDADES

A los suelos mezclados con cemento, se les conoce por el nombre genérico de "Suelo-Cemento" y no son otra cosa, que una mixtura íntima de suelo pulverizado con una determinada cantidad de Cemento Portland a la que se le añade agua y se compacta fuertemente hasta obtener altas densidades..

Se pueden distinguir tres tipos generales de mezclas de suelo-cemento:

- a) Suelo-Cemento compactado,
- b) Suelo-Cemento modificado, y
- c) Suelo-Cemento plástico.

a) El suelo-cemento compactado, contiene suficiente cemento como para endurecer el suelo considerablemente, y suficiente humedad como para lograr, tanto la adecuada compactación, como la hidratación del cemento. Este es el tipo más usado y todas las indicaciones que se darán más adelante, se referirán a él.

b) El suelo-cemento modificado, es una mezcla semi-endurecida de suelo, cemento y agua, que se logra debido a que las cantidades de cemento y agua que intervienen en la mezcla son pequeñas y sólo producen modificaciones en las propiedades físico-químicas del suelo. La importancia de estos cambios depende de la cantidad de cemento en proporción al suelo. La cantidad de cemento usado, es siempre menor que la que se utiliza para un concreto compacto.

c) El suelo-cemento plástico, es también una mezcla de suelo y cemento con relativamente fuerte proporción de éste último, interviniendo, en cambio, más cantidad de agua para poder producir la consistencia plástica en la mezcla. La diferencia que existe con el suelo-cemento compactado, está en que en éste, hay sólo la suficiente cantidad de agua para -- producir la correcta compactación e hidratación del cemento, y, en la mezcla de suelo cemento plástico se usa una mayor -- cantidad de agua para producir el estado plástico.

Los factores que afectan las propiedades físicas de un suelo estabilizado con cemento, son: el tipo de suelo, la -- cantidad de cemento adicionado, el grado de compactación de la mezcla, la densidad en seco de la mezcla compactada (peso volumétrico seco) y el tiempo de curado.

El cemento, generalmente es de una densidad compacta y disminuida, comparado con el suelo natural. Sin embargo, es te factor no es significativo cuando se consideran las características físicas de la mezcla, ya que un suelo cementado - si se cura en presencia de la humedad, se hidratará tanto como los hidratos de concreto.

Prácticamente todos los suelos y las combinaciones de - los mismos pueden endurecerse al añadirseles cemento por- -- tland.

No hay necesidad de que haya una buena gradación de sus componentes, pues su estabilidad se deberá fundamentalmente a la hidratación del cemento y no a la cohesión y fricción - interna de las partículas de sus materiales.

Las cualidades de los suelos, para preparar un suelo-ce-mento, pueden determinarse, antes de ser usados, en base a - su granulometría y a su posición en el perfil del suelo.

El perfil del suelo, no es otra cosa que una sección -- del mismo que presenta los diferentes horizontes o capas del suelo. Estos horizontes o estratos se diferencian entre sí por la textura, estructura y color que presentan. El color.

tiene siempre relación con la composición química del suelo. Con mucha frecuencia un suelo rojo, indica presencia de hierro en él, y por lo general, reacciona admirablemente bien con el cemento. En cambio un suelo de cultivo, reaccionará seguramente mal, debido a la presencia de sustancias orgánicas que son las que le dan la coloración oscura o negra.

En algunos casos la textura (composición granulométrica) del suelo, resulta secundaria en comparación con la composición química, pues ésta última, influye en forma fundamental en la reacción suelo-cemento.

7.2.- UTILIZACION

El suelo cemento se emplea con mucho éxito, como base de caminos de todo tipo, reduciendo el costo de construcción. Se ha usado extensivamente en etapas de construcción donde existen antiguos caminos de grava a los cuales previamente se les escarifica para ser reconstruidos, agregando el cemento para que se puedan usar como bases de caminos de terracería o revestidos, a los que se les debe de recubrir con una superficie bituminosa o asfáltica, ya que, un suelo estabilizado con cemento, no funcionará como una superficie duradera, porque se pondrá polvosa bajo la acción del tráfico pesado. La capa de recubrimiento contrarresta la acción abrasiva del tránsito, actuando como una membrana preservante para aumentar la durabilidad del camino.

Los beneficios derivados de un suelo de cemento, dependen en gran parte del grado de compactación de la mezcla. La siguiente gráfica, muestra el efecto de la densidad en la resistencia a la compresión de diversas especímenes de suelo-cemento probados en el laboratorio.

Además, se tiene como punto de comparación que, la densidad estandar A.A.S.H.O. es alrededor de las 105 lb/ft³.

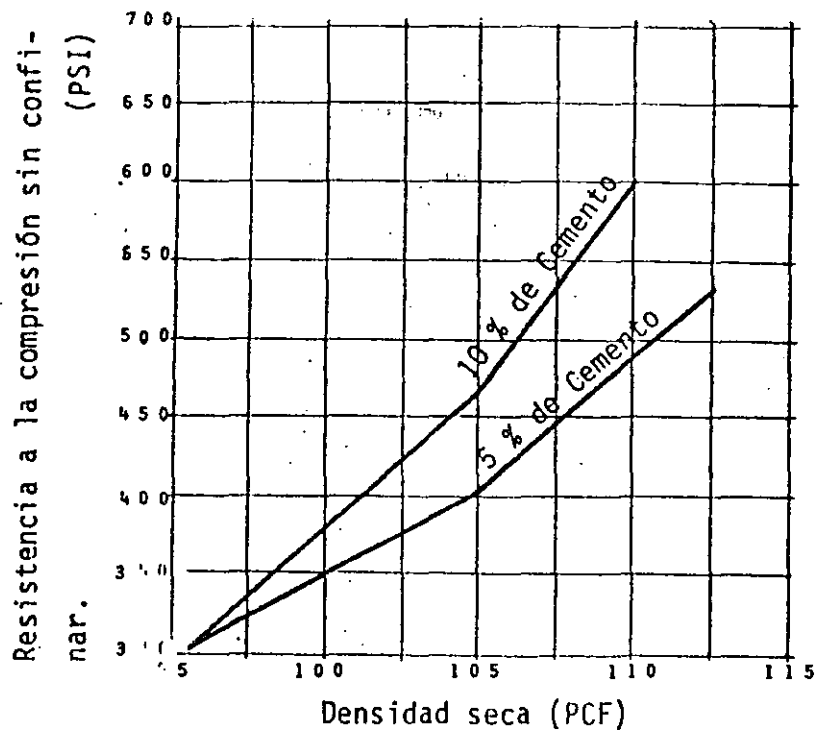


Fig. 7.1.- Efecto de la densidad compactada en la resistencia de un limo arcilloso (CI) estabilizado con cemento.

Las densidades de las mezclas de suelos estabilizados, corresponden a las de los procedimientos de compactación estandar de la A.A.S.H.O. Las densidades menores que las estandar, resultan ser de características reducidas de resistencia a la presión y durabilidad de la mezcla.

Para hacer un uso adecuado de las propiedades inherentes del suelo-cemento, éste deberá ser compactado a un 95% cuando no un 100% de densidad de la prueba Proctor Estandar. Además la compactación debe ser completada en una mínima cantidad de tiempo antes de que el acomodo inicial (fraguado) del cemento tenga lugar, ya que de lo contrario, se obtendrán densidades bajas.

La estabilización con cemento, es usada con bastante frecuencia en suelos relativamente plásticos, aunque sus mayores beneficios se derivan del uso de materiales granulares inferiores o de baja calidad. La mezcla adecuada del cemento con el suelo es esencial, por ésta razón, si los suelos

son altamente plásticos, (particularmente húmedos o saturados), y se van a estabilizar, puede ser necesario el secar el suelo y pulverizarlo a un alto grado antes de que el cemento pueda mezclarse con la masa del suelo.

La adición de cemento a un suelo plástico, generalmente provocará una reducción de la plasticidad del mismo y como resultado, la masa de suelo ya no se comportará como una arcilla fangosa o un fango frágil.

7.3.- PROPIEDADES

Las propiedades del suelo estabilizado con cemento, varían de acuerdo a diversos factores; los más importantes son:

- 1.- La naturaleza y cantidades de suelo, cemento y agua, utilizados por unidad de volumen de la mezcla compactada.
- 2.- Las condiciones durante el periodo de hidratación del cemento, (mezclado, compactado, curado y acabado).
- 3.- La edad del suelo-cemento.

Se tienen además otros dos tipos de propiedades básicas en el suelo-cemento denominadas primarias y secundarias.

Las propiedades primarias hacen posible que el suelo-cemento se pueda emplear satisfactoriamente principalmente en la construcción de pavimentos, y las secundarias garantizan la durabilidad del suelo-cemento.

7.3.1.- PROPIEDADES PRIMARIAS

a) RESISTENCIA A LA COMPRESION.- La resistencia aumenta con la edad y el contenido de cemento, aunque los suelos de partículas gruesas (gravas y arenas) dan mayor resistencia que otros suelos más finos con igual contenido de cemento.

b) MODULO DE ROTURA.- Al igual que la anterior,

aumenta con la edad y con el contenido de cemento, y es menor en los suelos gruesos que en los finos.

c) MODULO DE ELASTICIDAD (Relación Esfuerzo-Deformación).- Es menor en los suelos finos que en los suelos gruesos; la relación Resistencia a la Compresión-Módulo de Elasticidad varía de 1:500 a 1:3000.

d) CAPACIDAD DE SOPORTE.- Se emplea para el diseño de espesores de pavimentos de suelo-cemento en base al CBR (Valor Relativo Soporte) de la subrasante.

e) RESISTENCIA AL DESGASTE.- Como el suelo cemento no tiene casi resistencia al desgaste, se recomienda que la base estabilizada sea protegida por un recubrimiento asfáltico.

f) RESISTENCIA AL ATAQUE DE LOS SULFATOS Y EL CONGELAMIENTO.- En ambos casos, la resistencia aumenta notablemente con los contenidos de cemento y con el tipo de cemento con que se trabaje.

g) CAMBIOS VOLUMETRICOS.- Estos dependen del tipo de suelo; por lo general con la estabilización, se reduce la expansión y las contracciones lineales.

7.3.2.- PROPIEDADES SECUNDARIAS

a) ESTRUCTURA INTERNA.- En el concreto, los granos de cemento rodean a las partículas pétreas de los agregados, en cambio en el suelo-cemento, son las partículas del suelo las que rodean a los granos de cemento.

A medida que se hidrata el suelo-cemento, se produce un efecto de coagulación del suelo que es producido por un aumento de la fricción interna y una disminución de la plasticidad hasta que la mezcla se vuelve una masa sólida.

b) RESISTENCIA A LA ABSORCION DE AGUA.- Como el cemento disminuye el poder absorbente del suelo, se deben to

mar medidas de protección contra la lluvia y las aguas freáticas.

Dichas medidas, podrán ser, dando un drenaje superficial para el primer caso y en segundo caso, seleccionando el tipo de cemento adecuado para esta circunstancia.

c) PERMEABILIDAD.- El uso del cemento, reduce esta propiedad de los suelos en gran medida.

d) CONDUCTIVIDAD TERMICA.- Otra propiedad de los suelos tratados con cementos, es el poder ser usados como aislantes térmicos, ya que su conductibilidad térmica es baja.

7.4.- APLICACIONES

La principal aplicación del suelo-cemento en la construcción de caminos es en las bases y sub-bases de todo tipo, aunque también se aplica en terraplenes para hacer plataformas que sirvan de base a construcciones pesadas y así mismo para mejorar antiguos caminos a fin de que soporten un tráfico intenso o más pesado de vehículos.

El suelo estabilizado con cemento, se convierte en una placa semirígida en donde se desarrollan resquebrajaduras debido a las contracciones que la mayoría de los pavimentos rígidos sufren, especialmente si se emplean mezclas ricas. Las resquebrajaduras por sí mismas no se consideran como perjudiciales, excepto porque permiten la infiltración de agua superficial, lo que inducirá a una durabilidad disminuida.

El suelo cemento ha sido empleado ampliamente en la construcción de calles urbanas y lotes de estacionamiento. La estabilización con cemento se usa a menudo para el mejoramiento de calles que tienen suelos con materiales de mala calidad en las capas del pavimento, y en las cuales sería anti-económico reconstruir la sección con nuevas capas de material asfáltico sobre la superficie de rodamiento.

La construcción de un suelo de cemento, debe ser "afina

da" a la colocación inicial del cemento. Si la mezcla requiere una excesiva cantidad de tiempo, resultarán mezclas menos durables. Como resultado, el proceso completo de construcción con suelo cemento debe ser terminado dentro de las 5 o 6 horas después de que se mezcló el cemento con el suelo. Esta mezcla es más económica construida en espesores de aproximadamente 15 cm.

7.5.- CONSTRUCCION Y METODOS

En el suelo cemento, la construcción tiene por objeto mezclar el suelo pulverizado con cemento en cantidades apropiadas y con la suficiente cantidad de agua como para lograr la máxima compactación del suelo e hidratación del cemento.

Los métodos de construcción, son simples y se pueden esquematizar de la siguiente forma:

7.5.1.- PREPARACION INICIAL

- a) Perfilado del camino o zona por pavimentar.
- b) Escarificado y pulverizado del suelo natural.
- c) Corrección del perfilado.

7.5.2.- PROCESO

- a) Esparcido del cemento.
- b) Mezclado y aplicación del agua.
- c) Compactación.
- d) Acabado.
- e) Curado o endurecimiento.

Se puede utilizar cualquier tipo de cemento portland que cumpla las especificaciones del A.S.T.M. o de la A.A.S. H.O.

El agua usada, debe ser relativamente clara y libre de cantidades apreciables de álcalis, ácidos o materias orgánicas. El agua potable es totalmente satisfactoria y en algunos casos se ha usado el agua de mar con éxito, pudiendo en

consecuencia, utilizarse cuando no haya otra posibilidad.

Durante los trabajos de exploración, deben localizarse y corregirse todos los puntos de materiales blandos o susceptibles de sufrir los efectos de las heladas.

La superficie debe de rastrearse o perfilarse lo más aproximadamente posible a la línea de rasante.

Por lo general se trabaja con materiales que son fácilmente pulverizables, pero en caso de no ser así, el trabajo debe ser continuo y terminarse el mismo día, teniendo cuidado con la zona de terminación que es donde se producirá una junta de construcción que constituye un punto débil, que puede fallar fácilmente.

7.5.3.- EQUIPO DE MEZCLA

Las mezclas pueden hacerse en dos formas:

- A) In Situ.
- B) En plantas.

Las mezclas In Situ, a su vez pueden realizarse de las siguientes maneras:

- a) Utilizando motoconformadoras.
- b) Utilizando arados de disco o travel-mixture (mezcladoras de cemento y suelo).
- c) Utilizando mezcladores rotatorias para suelos arcillosos.

Las mezclas en plantas, pueden ser efectuadas de las dos maneras siguientes:

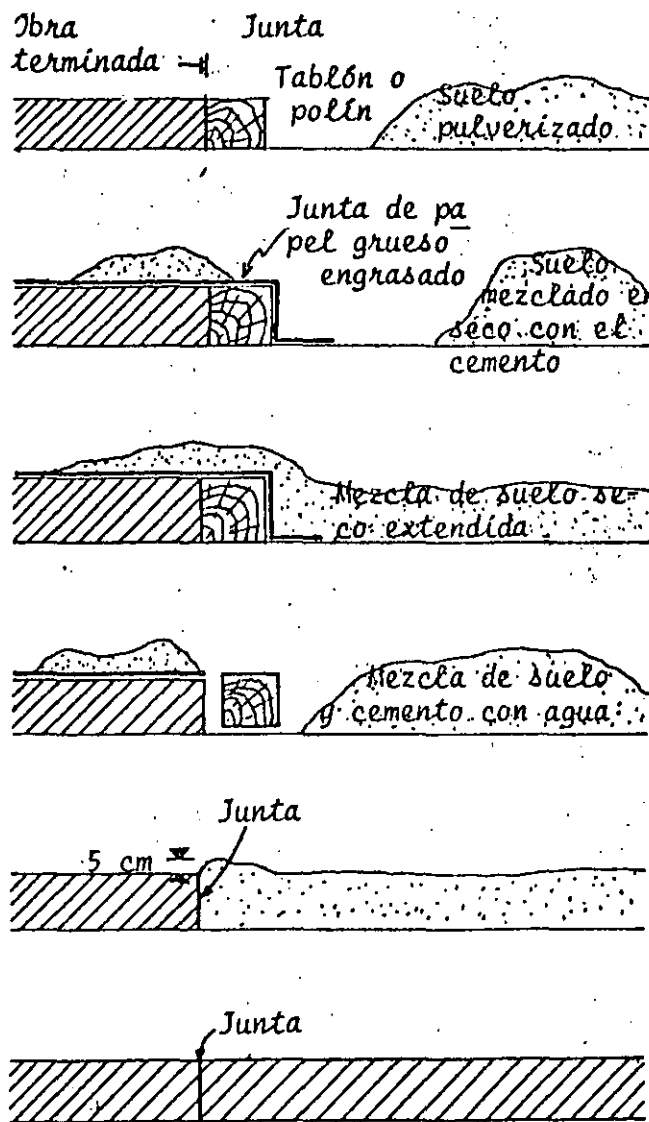
- a) En plantas intermitentes, y
- b) En plantas de producción continua.

El equipo mecánico más apropiado, será el que dé los resultados más satisfactorios, y los más altos rendimientos a un menor costo. El uso de grandes plantas mezcladoras es aconsejable si los materiales utilizados provienen de bancos o canteras. o bien, si se tienen los materiales a la mano, en

el trayecto de la carretera o camino.

7.5.4.- JUNTAS DE CONSTRUCCION

Cuando se termina el trabajo de un día, se presentará una junta de construcción, con el trabajo que se emprenderá al día siguiente, y como dicho trabajo es delicado, ya que la compactación no puede ser uniforme y puede variar la rasante, es recomendable seguir el procedimiento que se indica en las siguientes figuras:



El tajo del día se termina colocando un tablón de madera a la altura exacta -- del firme.

Se mezcla el suelo con el cemento en seco, y se interpone una junta de papel para que la mezcla se pueda extender sobre el firme terminado.

Se extiende la mezcla en seco y se riega al término de la jornada y al día siguiente.

Se separa a mano la mezcla humedecida del tablón y se quita éste, lo mismo que la junta de papel.

Se extiende a mano la mezcla húmeda, uniéndola con la que cubre al firme; las operaciones de nivelación y compactación se realizan sobre la junta, y se deja un reborde sobre ésta.

Se nivela el nuevo firme, se compacta y por último se quita el reborde con la motoniveladora.

Fig. 7.2.

7.5.5.- COMPACTACION

La compactación del suelo-cemento, se puede hacer con el equipo que se describe en el capítulo V y en forma similar a la expuesta. Pero conviene señalar las relaciones de presión y peso de los rodillos mecánicos con el tipo de suelo.

La relación entre los rodillos de "pata de cabra" y el tipo de suelo, se muestra en la siguiente tabla, que se presenta como guía.

<u>TIPO DE SUELO</u>	<u>AREA DE LA PATA</u>	<u>PRESION UNITARIA</u>
Arenoso	70 cm ²	4 a 7 Kg/cm ²
Limoso	45 cm ²	7 a 15 Kg/cm ²
Arcilloso	35 cm ²	15 a 30 Kg/cm ²

Con rodillos lisos de fierro de tipo Tandem, se puede utilizar la siguiente tabla:

<u>TIPO DE SUELO</u>	<u>PESO DEL RODILLO</u>
Arenoso	de 5 a 8 Ton.
Limoso	de 7 a 10 Ton.
Arcilloso	de 10 a 12 Ton.

Los rodillos neumáticos, deben proporcionar presiones de 35 a 50 Kg/cm² y la presión en los neumáticos que los constituyen no será nunca menor de 3 Kg/cm².

Todas las operaciones, a partir de la mezcla y humedecimiento, deben realizarse en un tiempo que no sobrepase las 4 horas.

Como hay pérdidas de humedad durante todo el proceso, conviene añadir el agua necesaria por medio de riegos ligeros.

7.5.6.- CURADO

Es necesario que el suelo-cemento sea curado para que el proceso de endurecimiento pueda tener lugar. Ade

más el suelo cemento, en el momento de su compactación y terminación debe tener la suficiente cantidad de agua para la hidratación del cemento, y a fin de evitar la evaporación de esta agua, se usa el procedimiento de curado.

La cubierta conservadora de humedad debe ser aplicada tan luego como se termine la compactación final. Ultimamente se han usado para el curado del suelo-cemento, materiales bituminosos, paja mojada y también una capa de arena húmeda.

Cuando se tienen suelos altamente arcillosos en zonas de fuertes precipitaciones pluviales, se deben de curar con materiales bituminosos, y en el momento de su aplicación, la superficie del suelo-cemento debe de estar libre de polvo, materiales sueltos o extraños.

Las mezclas de suelo-cemento generalmente endurecerán después de un período de curado entre 7 y 8 días, dependiendo de la cantidad de cemento usada. Durante el proceso de curado se deben mantener la humedad y la evaporación al mismo ritmo constantes.

7.6.- RECOMENDACIONES EN EL USO DEL SUELO-CEMENTO

Muchos suelos superficiales arenosos, reaccionan pobremente con el cemento, se endurecen con lentitud y exigen cantidades fuertes de cemento. Para modificar estas circunstancias, pueden adoptarse dos sistemas:

- A) Reemplazar las arenas de reacción pobre, por suelos de reacción normal.
- B) Añadir al suelo un pequeño porcentaje de cloruro de calcio, limo friable o suelo arcilloso. También pueden añadirse materiales calcáreos, como piedra caliza en polvo. Utilizando el cloruro de sodio y el agua de mar, también se obtienen buenos resultados en la estabilización.

Los suelos formados por materiales de origen similar ba

jo las mismas condiciones climáticas, topográficas, de drenaje y vegetación, son similares y presentan un mismo perfil-estratográfico donde se les encuentra.

7.6.1.- PROCEDENCIA DE LOS MATERIALES

Los materiales usados en los caminos a tratar, si son de grava, sirven admirablemente para estabilizarlos con cemento. Por lo general son friables y se mezclan fácilmente exigiendo mínimas cantidades de cemento. Con frecuencia aparecen los antiguos materiales del camino que se mejora, los cuales, pueden eliminarse o pulverizarse y mezclarse, para proceder a la preparación del nuevo suelo por estabilizar.

Desde el punto de vista del costo, es muchas veces menos costoso emplear materiales seleccionados, procedentes de bancos o canteras, en lugar del suelo propio de la obra el cual puede estar disponible en las secciones de corte, pero puede no ser apropiado para la estabilización, ya sea por la gran cantidad de arcilla que contienen o por la gran cantidad de cemento que requieren para lograr la aglutinación. También, es posible que éstos mismo materiales exijan mucho esfuerzo para pulverizarlos convenientemente. En estos casos, bien vale la pena considerar la posibilidad de utilizar materiales selectos procedentes de bancos vecinos, con los cuales se sustituyen, corrigen o modifican las propiedades mecánicas de los suelos no apropiados. En estos casos, es la comparación de costos lo que permitirá escoger el procedimiento adecuado.

7.6.2.- CONTENIDO DE CEMENTO

Antes de comenzar la construcción de un suelo-cemento, deben identificarse y clasificarse los suelos que han de emplearse. Una muestra representativa de los suelos en estudio, debe ser enviada al laboratorio para poder así determinar la cantidad de cemento necesario para obtener el

mejor resultado.

El principal factor que afecta la cantidad requerida de cemento, es el tipo de suelo. Según esto, la cantidad apropiada o aproximada de cemento requerido para endurecer diferentes tipos de suelos, varía de 5 a 14% en volumen y de 3 a 16% en peso. Los valores son aproximados y deben usarse como tales ya que la cantidad exacta recomendable para cualquier tipo especial de suelo, deberá determinarse por medio del laboratorio.

El contenido de cemento en base el análisis de suelos, se determinará de acuerdo a la exploración e identificación del suelo en cuestión y del muestreo y preparación de la muestra. Por último se corroboran y tratan de mejorarse las características de la mezcla con ensayos tales como: el de humedad-peso específico, de durabilidad y resistencia a la compresión.

7.6.3.- CONTENIDO DE HUMEDAD

La cantidad de agua por agregar, depende de la humedad del suelo en el campo y del óptimo contenido de humedad de la mezcla de suelo-cemento, que varía según la textura del suelo.

Un suelo-cemento con el óptimo contenido de humedad no es musilaginoso ni seco, debe contener suficiente cantidad de agua como para poder ser moldeado en forma estable con los dedos, donde el agua no debe resumir del moldeado, pero los dedos deben quedar ligeramente húmedos.

Tanto la humedad óptima como el contenido de agua, pueden determinarse con un poco de experiencia, la cual indica que siempre es preferible tener un exceso de agua que falta de ella.

Desde el punto de vista constructivo, el mayor porcentaje de humedad, debe mantenerse en forma tal, que permita la conformación y tendido del material, para que no se presen-

ten desplazamientos ni rajaduras en la superficie durante la compactación y el acabado.

Las mezclas con materiales arenosos, requieren aproximadamente 150 litros por metro cúbico compactado para un espesor de 15 a 17 cm. Las mezclas de limos y arcillas, requieren 200 litros por metro cúbico, para el mismo espesor compactado.

Las pérdidas por evaporación, suelen ser de 60 o más litros por metro cúbico compactado para el mismo espesor.

7.7.- RESUMEN

El suelo-cemento tiene su principal uso en la estabilización de suelos. Actualmente se está estudiando y utilizando en varias partes de la República. La investigación de los suelos estabilizados con cemento, ha logrado abatir los costos de la pavimentación.

Las ventajas de los suelos estabilizados con cemento, son:

- a) Evitar los grandes acarreos de los materiales graduados para las terracerías.
- b) Aumentar el volumen de los bancos de material, haciendo que los suelos deficientes para su uso en pavimentos, sean mejorados y cumplan con las especificaciones de diseño.
- c) Reduce los espesores de los pavimentos.
- d) Aumenta la vida útil de los pavimentos, disminuyendo su mantenimiento.

7.7.1.- OPERACIONES NECESARIAS PARA LA CONSTRUCCION DE UN SUELO ESTABILIZADO CON CEMENTO.

Los diferentes pasos o etapas durante el proceso constructivo de un suelo-cemento, se pueden esquematizar de la siguiente manera:

A. — PREPARACION.

Con suelo procedente de la subrasante.

- 1.- Colocación de la subrasante a las cotas correspondientes.
- 2.- Escarificación del suelo de la subrasante.
- 3.- Pulverización del suelo, si es necesario.
- 4.- Humedecimiento del suelo, según se necesite.
- 5.- Revoltura y mezclado del suelo preparado, para homogenizarlo.
- 6.- Conformación del suelo preparado, para la adición del cemento.

Con suelo procedente de bancos de préstamo.

- 1.- Conformación de la subrasante con su correspondiente pendiente longitudinal y transversal.
- 2.- Compactación de la subrasante.
- 3.- Colocación del material de préstamo.
- 4.- Conformación del suelo de préstamo.

B. — PROCESOS DEL SUELO-CEMENTO.

- 1.- Esparcido del cemento Portland.
- 2.- Mezcla y aplicación del agua.
- 3.- Mezclado conformación y tendido del suelo con cemento.
- 4.- Compactación del suelo-cemento.
- 5.- Curado.

C A P I T U L O V I I I

ESTABILIZACION CON MATERIALES BITUMINOSOS

8.1.- LOS MATERIALES BITUMINOSOS

8.1.1.- SINOPSIS HISTORICA

Los diferentes materiales que se denominan bituminosos, son compuestos extremadamente complejos, constituidos esencialmente por hidrocarburos asociados con materiales minerales en mayor o menor proporción.

Los términos: bitumen, betún, asfalto y brea, son utilizados en forma no muy precisa para determinar diferentes sustancias bituminosas, por lo cual es conveniente el tratar de fijar el nombre correcto a las substancias para determinar su uso y evitar confusiones.

Los materiales bituminosos han sido utilizados por el hombre desde épocas muy remotas, los datos más antiguos se remontan hacia el año 3800 A. C., y se refieren a la utilización de varios depósitos de asfaltos naturales, por los antiguos habitantes del valle del Eufrates, los Caldeos. Escritos de la misma época, hacen referencia a los materiales obtenidos en esos depósitos apareciendo los términos "betún" y "asfalto", derivándose el primero del sánscrito y el segundo del griego.

En el Génesis, (capítulo VI, versículo XIV), se designa al material con el cual Noé debía de calafatear el arca, con la palabra "slime", la cual vuelve a ser utilizada al describir el mortero empleado por los constructores de la Torre de Babel, (cap. XI, ver. IV). La mayoría de los traductores utilizan la palabra "asfalto", como equivalente de "slime".

Existen construcciones conservadas hasta la fecha, en -

las cuales se utilizó el asfalto como material ligante e hidrófobo, tales como los de las ruinas de Tell-Asmar, a 80 Km al N.E. de Bagdad.

El sabio griego y geógrafo, Estrabón, al principio de la Era Cristiana, hace referencias muy interesantes de los depósitos de asfalto del Mar Muerto y otros yacimientos a los que llamó "nafta" o asfalto líquido, refiriéndose, de seguro a yacimientos de petróleo..

En los primeros años de nuestra era, el historiador y naturalista romano Plinio, hace referencia al petróleo surgente en el N.O. de Persia, del cual se puede obtener asfalto.

Muchos escritores antiguos como: Plutarco, Tácito, Dioscórides, Marco Polo y otros, hacen frecuentes referencias al asfalto, petróleo, betún, brea y alquitrán.

El 31 de Julio de 1498, Cristóbal Colón descubre, en su tercer viaje, la isla que denomina Trinidad, donde procede al carenado de sus barcos con asfalto natural de los yacimientos más importantes del mundo, hasta la fecha.

En 1531, al llegar Pizarro y sus compañeros a la costa norte del Perú, utilizaron los asfaltos naturales para el carenado de sus barcos, obteniéndolos de los yacimientos que hay en esa zona.

En 1635, el español Valdéz, descubre los yacimientos de Puerto Príncipe, en Haití.

En 1661, Boyle Mariotte, hace por primera vez referencia a la preparación industrial del alquitrán de madera. En 1681, Becher y Serle, descubren el alquitran de hulla, patentando un método para su obtención.

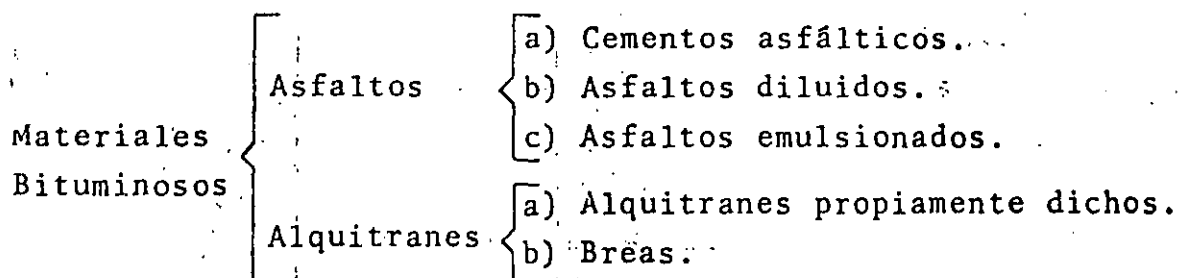
8.1.2.- DEFINICION

El Instituto Norteamericano del Asfalto define así el "betún" o "bitum"; "Es el componente básico de sustancias o cuerpos bituminosos, constituido por hidrocarburos na

turales o artificiales totalmente solubles en sulfuro de carbono".

8.2.- CLASIFICACION DE LOS MATERIALES BITUMINOSOS

Se ha aceptado que los materiales bituminosos se dividan y subdividan de la siguiente manera:



8.2.1.- ASFALTOS

Son sustancias bituminosas, compuestas por hidrocarburos naturales o pirogénicos, de color negro o pardo obscuro, relativamente duros y comparativamente no volátiles (sustancias libres de cuerpos oxigenados), frecuentemente asociados a materiales minerales como la arena, la arcilla, la sílice, etc. Su base no mineral, es fusible y fácilmente soluble en sulfuro de carbono.

Los materiales pertenecientes a este grupo se pueden obtener de la siguiente manera:

- A) Por refinación de asfaltos naturales.
- B) Por separación de las rocas asfálticas.
- C) Por destilación de petróleos.

8.2.1A.- ASFALTOS NATURALES

Hay asfaltos naturales como la gilsonita y la grahamita, que tienen un contenido de 99% de betún o bitumen.

8.2.1B.- ROCAS ASFALTICAS

El contenido de bitumen de las rocas asfálticas más conocidas, varía entre el 5 y el 15%.

8.2.1C.- ASFALTOS DE PETROLEOS

La destilación de los petróleos da como resultado sustancias no volátiles que se convierten en asfaltos o parafinas, según el tipo del petróleo, ya que se distinguen tres clases de petróleos:

- 1) Petróleos de "base asfáltica", que tienen una apreciable cantidad de betún, careciendo casi totalmente de parafinas consistentes.
- 2) Petróleos de "base semiasfáltica", que contienen una mediana cantidad de betún.
- 3) Petróleos de "base parafínica", que no contienen betún, pero poseen por lo general, parafinas sólidas.

8.2.2.- CEMENTOS ASFALTICOS

Bajo esta denominación, se conocen los asfaltos naturales, o provenientes del petróleo, que son sólidos o semisólidos a la temperatura ambiente. Los cementos asfálticos se distinguen entre sí por su grado de penetración en las capas o superficies donde se esparce.

Los asfaltos más blandos y que llegan a penetrar en las bases de pavimento más de 20 cm. a 25°C, se denominan o clasifican como asfaltos líquidos.

8.2.3.- ASFALTOS LIQUIDOS

Se les conoce también con el nombre de asfaltos diluidos o disueltos. Entran en éste grupo: residuos asfálticos blandos, en que la destilación se ha suspendido antes de extraer todas las sustancias volátiles y los cementos asfálticos fluxados, mediante la disolución en distintos solventes provenientes de la misma destilación del petróleo.

Los asfaltos disueltos o diluidos, que son los que más se usan en la fabricación de pavimentos con carpeta, son solo los asfaltos fluxados, es decir, los que se obtienen diluyendo un cemento asfáltico en un derivado de la destilación

del petróleo, el cual es luego eliminado por exposición a las condiciones atmosféricas, dejando como remanente el cemento asfáltico original.

Según el tipo de solvente que se use, se conocen tres tipos de asfaltos disueltos o diluidos:

- A) De fraguado rápido; (F.R.)
- B) De fraguado medio; (F.M.)
- C) De fraguado lento; (F.L.)

Además, en cada uno de éstos tres grupos, hay subgrupos que se distinguen por un número, el cual indica la correspondiente viscosidad, que está en función con la cantidad de cemento asfáltico disuelto.

En la siguiente tabla, se resumen algunas de las características de los diversos tipos de asfaltos diluidos:

TIPO	% de solvente						TIPO DE SOLVENTE	Penetración del tipo de cemento asfáltico.
	0	1	2	3	4	5		
F.R.	50	40	33	27	22	18	Gasolina	Aprox. 8 cm.
F.M.	50	40	33	27	22	18	Kerosena	Aprox. 12 cm.
F.L.	60	50	40	30	25	20	Petróleo	de 8 a 10 cm.

8.2.4.- ASFALTOS EMULSIONADOS

Para disminuir la viscosidad de un cemento asfáltico, se puede recurrir a su emulsión con agua, lo que permitirá su aplicación sin previo calentamiento, y el recubrimiento de las partículas del agregado pétreo o inerte, por una película de asfalto tan delgada como se quiera.

Hay que distinguir la "suspensión" de la "emulsión", ya que en realidad se está hablando de "dispersión".

Las dispersiones bituminosas en general, son hidro-solubles, o sea, emulsiones en agua, formadas por dos fases:

- a) Una fase "dispersa" o interior,
- b) Una fase "continua" o exterior.

Existen dos tipos de emulsiones de asfalto, dependiendo de las cantidades relativas de cada fase y en forma principal, del "agente emulsivo":

- 1) Emulsión de aceite en agua,
- 2) Emulsión de agua en aceite.

La que interesa en la estabilización y por ende en los pavimentos, es la de tipo: aceite en agua.

Una vez lograda la emulsión de una cantidad de bitumen, en agua, interesa la permanencia de éste estado, que se conoce con el nombre de "estabilidad", y a la hora de mezclar la emulsión con los inertes, conviene conocer la "coagulación", o sea, la separación de las fases, que se conoce con el nombre de "rotura".

Existen tres tipos de asfaltos emulsionados que se caracterizan por la rapidez relativa con que se presenta el fenómeno de "rotura".

- a) Rotura lenta, ó S.S. (Slow Setting)
- b) Rotura mediana, ó M.S. (Medium Setting)
- c) Rotura rápida, ó R.S. (Rapid Setting)

La "estabilidad", depende del tamaño de los glóbulos de la fase dispersa. Para el tamaño de 5 micrones, los movimientos Brownianos apenas son perceptibles, siendo, en cambio muy intensos para los 2 micrones y cuando llegan a 0.5 de micrón, su aceleración es mayor que la de la gravedad, dando emulsiones sumamente estables.

En la estabilidad también influyen:

- A) El establecimiento de un potencial eléctrico durante la formación de la emulsión, y
- B) La acción de tensiones interfaciales e intersticiales.

En las emulsiones aceite-agua, la fase externa continua (agua), posee carga positiva y la fase dispersa (asfalto), - , cargas negativas. La diferencia de potencial entre ambas, - es del orden de los 50 milivoltios. Una emulsión de 4 a 5% de concentración, es prácticamente permanente cuando su carga es de 70 milivoltios.

Se conoce con el nombre de concentración, al porcentaje en peso, de la fase dispersa, con respecto al peso total.

8.2.5.- ALQUITRANES

El alquitrán, es un material bituminoso que se obtiene por destilación destructiva de un grupo muy extenso de sustancias orgánicas (prácticamente todas las que tienen fracción volátil).

Los alquitranes comerciales, que son usados en pavimentación, se les reconoce por su viscosidad y se les denomina por la sigla R.T. (Road Tars), seguida del número indicador de su viscosidad relativa que va del 1 al 12.

8.2.6.- BREAS

La brea, es la fase semisólida o sólida de los alquitranes. Se obtiene como residuo de la destilación directa del alquitrán, cuando de él se extraen sus componentes volátiles.

Los alquitranes y las breas, son pues, sustancias pirogenadas, no naturales, que se obtienen industrialmente, ya sea como productos principales, o bien, como sub-productos de:

- 1) La Hulla,
- 2) La Madera,
- 3) Los Huesos, y
- 4) Algunos aceites vegetales y animales.

8.2.7.- UTILIZACION DE ALQUITRANES Y BREAS

La utilización de los alquitranes y las breas,

en la pavimentación, depende fundamentalmente de su costo. En los países en que se les produce en abundancia, son usados frecuente y extensamente, y con gran variabilidad de aplicaciones, no solo a los suelos y pavimentos, sino también para revestir canales de riego, etc.

Las bréas tienen en pavimentos, un uso similar a los cementos asfálticos duros. Su utilización mas frecuente, es en el relleno de juntas y fabricación de juntas premoldeadas para pavimentos de concreto o rígidos.

8.3.- TIPOS DE SUELOS

Las clases de suelos que pueden estabilizarse con materiales bituminosos, varían desde el tratamiento de pavimentos de una sola capa, hasta el tratamiento de mezclas sobre la marcha en la construcción del camino. Los caminos secundarios pueden construirse sin estabilización completa, rociando al suelo con aceite y posteriormente compactándolos.

Si el suelo que se piensa estabilizar para la sub-base, es bastante variable y si se hallan áreas aisladas de materiales insatisfactorios, puede ser más económico el recurrir a una estabilización mecánica o a un completo reemplazo del subsuelo.

Por regla general, los resultados más satisfactorios se obtienen cuando se emplea el asfalto más pesado en la mezcla del suelo. Si el suelo estabilizado debe ser construido gradualmente en capas, puede ser necesario usar un grado de asfalto más ligero que contenga grandes cantidades de disolvente. Sin embargo si se tienen disponibles máquinas mezcladoras que pulvericen además de mezclar el aditivo, se pueden usar materiales más pesados.

Los suelos estabilizados con betón, son incapaces de servir como superficies resistentes para una carretera de alta velocidad, aunque pueden usarse como superficies de uso para la construcción por etapas o para caminos de bajo costo. No es necesario cubrir todos los granos del suelo con el ma

terial bituminoso, pero es preferible cubrir el mayor número posible a través de toda la masa del suelo para asegurar la estabilidad adecuada después de la absorción de la humedad.

8.4.- CRITERIOS DE DISEÑO

La estabilización de suelos por medio de residuos de asfalto, emulsiones asfálticas y capas de brea, es conveniente cuando se tienen suelos granulares o fibrosos, pero su uso es muy limitado para cuando se tienen suelos plásticos.

Dos amplios conceptos están vigentes respecto a la "Estabilización Bituminosa". Ambos tienen una aplicación bien definida, ambos también tienen limitaciones en su aplicación. Estos conceptos son criterios de acuerdo a la naturaleza del suelo y se enuncian a continuación:

- 1º. CRITERIO DE DISEÑO; basado en el uso del suelo para cimentación en la resistencia del mismo suelo.
- 2º. CRITERIO DE MEJORAMIENTO; probar a humedecer el suelo con el material estabilizador, para mantener la resistencia inherente del material estabilizado bajo todas las condiciones climatológicas.

La ventaja del primer concepto, es obtener el máximo de estabilidad para el tráfico continuo. Este tipo de estabilización, es usado en construcciones de caminos mixtos donde existen bordos para vías de ferrocarril sobre terracerías, las cuales se van mejorando durante las etapas de la construcción. Esta estabilización es en la mayoría de los casos efectiva; sin embargo una desventaja notable, es el relativamente alto costo de su aplicación. También paradójicamente se requiere un buen material de pavimento, para simplemente probar este tipo de construcción. Por ejemplo, una grava extremadamente sucia que tiene considerables cantidades de partículas con alguna plasticidad, puede ser empeorada si se aplica la estabilización; esto resulta del aumento de plasti-

idad del material por la adición de demasiada sustancia bituminosa.

El segundo concepto o método de estabilización, consiste en usar bajas cantidades de sustancias bituminosas con partículas impermeables. Para éste caso la estabilidad inicial de la mezcla no se usa como un criterio, sino mas bien, la absorción de agua es el factor preponderante. Este tipo de estabilización proviene principalmente de un cuidadoso estudio de la estabilidad inherente del material con y sin aditivo. Es más conveniente proporcionar una compactación adecuada a altas densidades y contenidos de humedad, cuidadosamente controlados durante la construcción.

La principal ventaja de éste segundo criterio es el bajo costo de la estabilización. Como debe ser en todos los casos de estabilización, el criterio final deberá ser el mayor beneficio obtenido al menor costo posible. Por lo que es esencial que toda la capacidad de soporte inherente de un suelo estabilizado, se utilice a su óptima posibilidad, para que el proceso de impermeabilización resulte en una ganancia apreciable en resistencia sobre la del material del suelo -- sin estabilizar después de la saturación subsecuente.

8.5.- DOSIFICACION DE LOS ADITIVOS EN EL SUELO

Los aditivos bituminosos en general, producen densidades compactas que son ligeramente diferentes de las del suelo natural, por lo que, los cambios en la densidad al añadir los aditivos, no deberán emplearse como un criterio de estabilidad.

La gráfica de la figura 8.1, muestra el efecto de la cantidad de aditivo en las características de absorción de humedad, y generalmente se presenta una cantidad óptima aparente. El agregar cantidades cada vez mayores de aditivos, más allá del límite óptimo, únicamente producirá una disminución de los beneficios obtenidos.

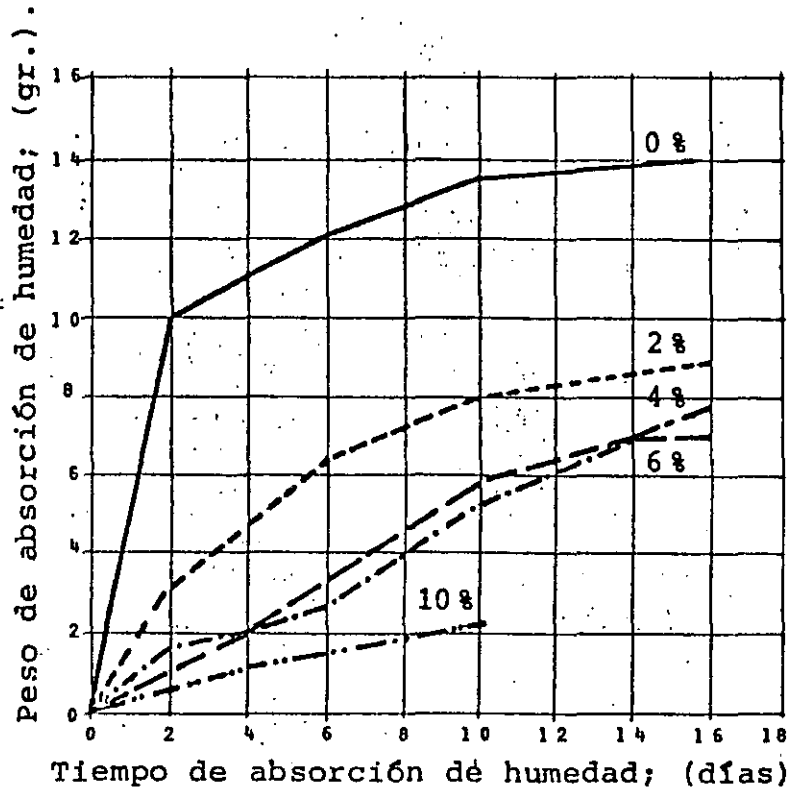


Fig. 8.1.- Absorción de humedad de una típica arena arcillosa con diferentes porcentajes de aditivo.

8.5.1.- CANTIDAD Y TIPO DE ASFALTO

En la práctica, la concentración de las emulsiones asfálticas es del 50 al 70%, pero en los tipos más usuales varía solo entre 52 y 58%.

El tipo de cemento asfáltico usado es el de grado 100, de penetración, aunque, en algunos casos se utilizan los de grado 150 y 200.

La cantidad de betún necesario para estabilizar un suelo, variará entre 2 y 3% para materiales arenosos y de 6 a 8% para arcillas pesadas.

8.5.2.- LOS EMULSIVOS

Son sustancias que se emplean para aumentar el grado de dispersión de la fase interna y la disminución de la tensión superficial. Estas sustancias se encuentran en:

- a) Cuerpos alcalinos; como los jabones de ácidos grasos.
- b) El carbonato de sodio y bases orgánicas; como la piridina.
- c) Cuerpos de estructura coloidal; como el almidón, el silicato de sodio, el ácido nafténico y algunas arcillas coloidales.
- d) Gomas y otras sustancias similares.

Los agentes emulsivos, se incorporan en cantidades de 0.5 a 2% en peso, añadiéndolos a la fase en que son solubles, para luego agregar gradualmente la otra fase.

8.6.- PROBLEMAS, OBJETIVOS Y CONDICIONES PARA LA ESTABILIZACION

El principal problema a resolver cuando se considera la estabilización con asfalto, es cómo tratar los suelos plásticos.

Cuando se traten suelos cohesivos se debe poner particular atención a todos los factores que puedan contribuir a la integridad estructural del material estabilizado. Estos factores incluyen una consideración apropiada del drenaje para asegurarse de que la filtración superficial y las condiciones adversas de la humedad del suelo se mantienen al mínimo. También debe considerarse la cantidad de tránsito que la carretera va a soportar.

Como la estabilización bituminosa no produce "cementación" como en el caso de un suelo con cemento, es más aplicable para sub-bases y bases de caminos y vías de poco tráfico.

El principal objetivo, es disminuir el espesor y por ende el costo de las capas superiores del pavimento o de aquellas que se han requerido como base o superficie de rodamiento.

Las condiciones climatológicas, la disponibilidad del equipo de construcción y la uniformidad de las condiciones del suelo, afectarán la estabilización bituminosa de diver-

sas maneras.

8.6.1.- MEDIOS MECANICOS DE PRODUCCION DE ASFALTOS.

Las máquinas empleadas por la industria para la producción de las emulsiones asfálticas, son de dos tipos:

- 1) Agitadoras u homogeneizadoras.
- 2) Desintegradoras o "molinos coloidales".

En el primer grupo, la operación se produce por la presión mutua que ejercen entre sí los dos líquidos, debido a un dispositivo agitador. Las emulsiones son bastante groseras.

Los "molinos coloidales", en cambio, producen mucho mayor subdivisión de la fase dispersa, por el desmenuzamiento por corte de una membrana entre dos superficies separadas -- por un espacio de una a dos décimas de milímetro.

Generalmente la fabricación de las emulsiones se realiza en caliente. Cada uno de los tipos de los materiales asfálticos que se utilizan en la pavimentación o en la estabilización, tiene que ajustarse a características que permitan su reconocimiento y para ello hay especificaciones típicas que los distinguen.

8.6.2.- PROCEDIMIENTO

Durante el proceso de construcción, el contenido de humedad del suelo, deberá ser de alguna forma menor -- que el óptimo; y el disolvente del asfalto, deberá ser empleado con esta agua para lubricar la masa del suelo durante la compactación.

Este procedimiento generalmente requiere el "curar" la masa de suelo por aireado antes de compactar, de modo que al go del material volátil se elimine y el suelo tenga oportunidad de endurecerse parcialmente.

8.6.3.- CURADO

El curado rápido con los asfaltos, funciona me-

jor en los suelos arenosos; conforme la cantidad de finos aumenta en el suelo, los cortes en el suelo para el curado, se usan más por su penetración.

La mayoría de los suelos estabilizados con asfaltos, requierer una superficie resistente si es que el suelo tratado es para un pavimento. Por regla general es mejor aplicar la capa superficial después de un período de espera de 10 a 14 días de haber terminado el proceso de estabilización.

8.7.- ESTABILIZACION CON ACEITE

La estabilización con aceite se conoce como "construcción de tierra engrasada" y ha sido usada con gran éxito en caminos de segundo orden o de poco tráfico.

La cantidad de aceite para la estabilización de los caminos requiere entre 3 y 4 litros por metro cuadrado, ya que los caminos de este tipo así estabilizados, funcionarán me--
jor con éste método constructivo.

La construcción de los caminos debe ser revisada periodicamente para que el grado de éxito logrado, (es decir la -
experiencia acumulada), disminuya la proporción de los procedimientos de mantenimiento que se empleen. Si el camino -
llega a ser dañado gravemente, puede ser necesario el remo--
ver completamente la superficie de "tierra Engrasada" y reem
plazarla con una nueva construcción.

Si solamente ha ocurrido una ruptura menor debida al aumento del contenido de agua o a la tensión capilar, puede --
ser necesario nuevamente aplicar otro tipo de tratamiento li
gero de asfalto. Este tratamiento se hace mezclando y ali--
zando el camino y recompactando la superficie, por lo que és
ta se vuelve satisfactoria para su uso posterior.

8.8.- ESTABILIZACION CON MEMBRANA

Si los suelos que no son satissfactorios para la -
construcción de bases y sub-bases de carreteras, se aíslan -

de fuentes externas de agua, pueden a menudo usarse como bases de cimentación de terraplenes cuando estos suelos han sido tratados con membranas estabilizadoras.

En años recientes, varias carreteras se han construido con éxito en zonas de saturación de agua y en las cuales se han incorporado barreras contra el agua, consistentes en membranas bituminosas que aíslan prácticamente la estructura del suelo circulante. También son usadas como membranas, pliegos de plástico común, para cubrir la zona de trabajo o en el desplante sobre la zona de humedad.

8.8.1.- ELEMENTOS DE DISEÑO

El diseño de los pavimentos en las grandes llanuras o en las regiones costeras, involucra un control del contenido de humedad del suelo, para que éste no se contraiga excesivamente con la evaporación y la evapotranspiración. Las membranas bituminosas, han sido usadas con éxito en estos tipos de suelo.

En el procedimiento constructivo, se usa un asfalto de grado relativamente ligero; y entre 6 y 13 mm. de espesor, como material de membrana. Es necesario durante la construcción, el asegurarse de que la membrana sea continua de modo que el agua del suelo ya sea como vapor o como fase líquida, no pueda penetrar la envoltura o cubierta y además, ésta conserva la humedad necesaria del suelo tratado.

Si una capa de subsuelo va a emplearse como sub-base, es esencial que el material sea compactado a un grado de densidad lo más alto posible y con un contenido de humedad relativamente bajo, para movilizar toda la estabilidad inherente de la masa de suelo.

8.8.2.- CONCEPTOS DE DISEÑO

Diseñar conceptos para la estabilización con membrana, incluye la evaluación de la resistencia del suelo antes de la saturación, contra la resistencia después de la

saturación. Si el suelo cubierto se emplea como sub-base, el espesor de pavimento puede ser diseñado con la resistencia del suelo antes de la saturación y se pueden lograr ahorros considerables.

Como regla general, los suelos de baja calidad que se han cubierto con membranas, no funcionan satisfactoriamente como vías básicas o sean bases de pavimentos de alta velocidad o tráfico intenso.

Como es imposible el comprimir la mayoría de los suelos arcillosos a densidades muy altas, entonces se deberá construir una base resistente comparable a las resistencias de las rocas compactadas y mezcladas en suelos de agregados, con un espesor nominal que permita soportar una capa relativamente delgada como superficie de rodamiento.

8.8.3.- EFFECTOS DE LA HUMEDAD

El agua en un suelo estabilizado con membrana, se sostiene por tensión superficial, por lo que está impedida de movimiento bajo la influencia de la gravedad. Sin embargo, el agua circulará o migrará dentro de la envoltura, a causa de los gradientes térmicos.

Conforme la temperatura del aire desciende, la temperatura del suelo cercano a la superficie, decrece más rápidamente que la temperatura del fondo de la envoltura, estableciéndose un gradiente de presión de vapor de arriba hacia abajo y causando que el agua del fondo se evapore hacia la superficie de la envoltura por lo que el contenido de humedad disminuye en el fondo, mientras aumenta en las partes superiores.

Las pruebas han demostrado que la redistribución de agua dentro de la envoltura, es pequeña si el suelo es compactado inicialmente con un contenido de agua en exceso respecto a la saturación de aproximadamente 60% de saturación. Si el contenido de humedad es más alto que éste valor, se des--

prende que no hay suficiente porosidad en el suelo para permitir el movimiento del vapor de agua.

CAPITULO IX

ESTABILIZACION CON AGENTES "RETARDADORES DE AGUA"

Muchos agentes químicos pueden usarse en la estabilización de los suelos, e imparten a éstos, características que los transforman en hidrofóbicos. Estos agentes se usan generalmente en muy pequeñas cantidades a menudo tan poco como el 0.5% en peso y como resultado, el mezclado uniforme durante la construcción se transforma en un problema muy importante.

El uso de estos reactivos está generalmente restringido a casos aislados y condiciones especiales. El costo del mismo reactivo es a menudo tan alto que es preferible usar otros métodos de estabilización.

Cuando es posible usar estos estabilizantes ya que se tienen a la mano, el ingeniero debe evaluar cada uno de los casos de manera que resulte plausible obtener un beneficio económico respecto al tiempo, al esfuerzo y al costo requeridos para mezclar el aditivo con el suelo.

9.1.- ESTABILIZACION CON CLORURO DE CALCIO Y CLORURO DE SODIO

Estas sustancias se han empleado como reductores de polvos en superficies de suelos mejorados por más de 25 años. El primer dato del uso de Cloruro de Calcio data del año de 1913. En 1931 se efectuaron observaciones preliminares en sectores de prueba en varios Estados del Sur de la Unión Americana, para determinar la rapidez de evaporación de la humedad de las superficies de los caminos tratados; las conclusiones fueron graficadas y se observó que la rapidez de pérdida de humedad fue mucho más lenta en las superficies tratadas que en las no estabilizadas.

A partir de entonces, el cloruro de Calcio se ha venido usando como agente estabilizador para evitar la evapotranspiración y también como "paliativo" del polvo, particularmente en el caso de mezclas de suelo con agregados con bajo contenido de gravas, o falta de homogeneidad en sus partículas.

Al parecer se ha obtenido un gran beneficio desde el punto de vista en que se retarda la rapidez de evaporación de la humedad de un suelo mecánicamente estabilizado durante la construcción.

Como el control de la humedad es crítico para una adecuada compactación de los materiales granulares, la tendencia a usar el Cloruro de Calcio para retener el agua, está teniendo gran aceptación ya que es de mucha utilidad como se demuestra en las siguientes gráficas en que se muestra el efecto del CaCl_2 al retardar el flujo de evaporación en dos diferentes materiales granulares.

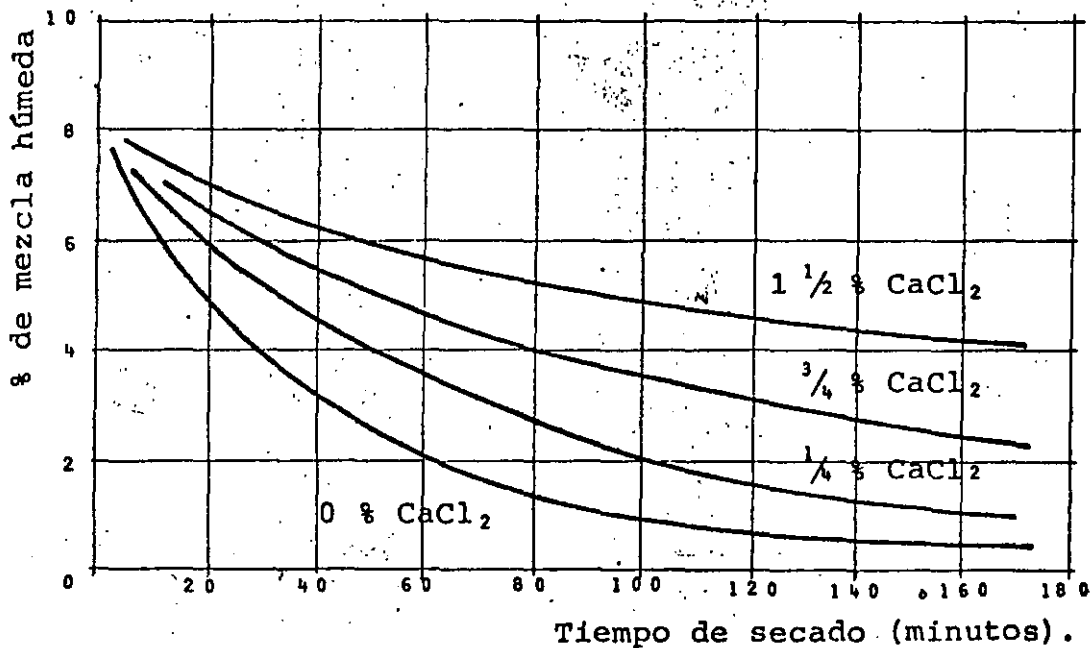


Fig. 9.1.- Efectos del Calcio Clorhídrico como retardador de agua o desecador, a una mezcla de grava con un contenido de agua de 6 %.

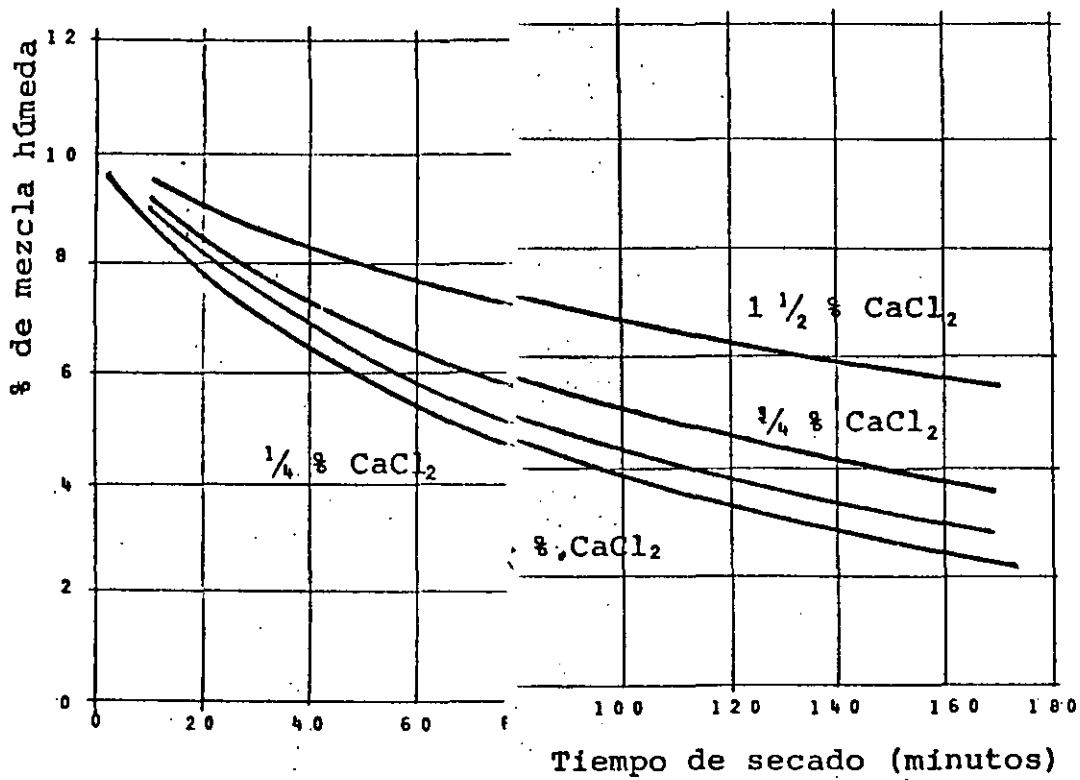


Fig. 9.2.- Efectos del Cloruro de Calcio anhidrico como retardador de agua o desecador a una mezcla de suelo y arena gruesa con un contenido de agua de 8 %.

El efecto del cloruro de calcio y de sodio en la resistencia y la densidad del suelo, se ha investigado tanto en el laboratorio como en el campo, y se ha observado que los caminos de grava que se han tratado, requieren relativamente poco mantenimiento.

9.2.- UTILIZACION DEL CLORURO DE CALCIO

El cloruro de Calcio, se obtiene en el mercado en forma de pequeñas escamas blancas e inodoras.

Hay diferentes indicaciones con respecto a la cantidad de CaCl₂ que debe utilizarse en una estabilización pero en general se puede establecer un rango no muy amplio en la cantidad a utilizar.

Algunos autores recomiendan mezclar 270 gr. de CaCl₂ por cada 25 Kg. de suelo preparado y otros, emplear de 1.1 a 1.4 Kg. de CaCl₂ por metro cuadrado de superficie de suelo.

sin tener en cuenta la profundidad.

La aplicación in situ, puede hacerse colocando directamente las escamas de cloruro de calcio sobre el pavimento, para obtener la absorción, por el licuamiento de las escamas por la humedad ambiental o procediendo al regado con agua en la que se ha disuelto el cloruro.

En el caso de hacer la aplicación mediante plantas de mezclado, se procede a la incorporación del cloruro de calcio, durante el mezclado de los suelos, aconsejándose que la parte incorporada solo sea una fracción, para proceder a la aplicación del resto, sobre el pavimento o base ya compactado, desde cuya superficie, por deliquesencia, irá penetrando.

9.3.- USO DEL CLORURO DE SODIO

La utilización del NaCl o sal común, se puede aplicar en dos formas:

- a) Mezclando la sal con el suelo y añadiéndose en cantidades equivalentes a 150 gr. por cada 100 Kg. de suelo.
- b) En forma de riego, en donde se pueden usar soluciones hechas exprofeso, o también utilizar agua de Mar o Salinas.

Las aplicaciones, en estos casos se hacen en forma continuada, aumentando así la concentración salina.

Para su incorporación a los suelos de los cloruros de Sal y de Calcio, se utilizan equipos mecánicos que van de simples esparcidores a mecanismos más sofisticados.

9.4.- PROPIEDADES

Una de las propiedades de los cloruros, es que reduce la rapidéz de evaporación, al aumentar la tensión superficial del agua. Además de los cambios en las propiedades del agua del suelo, los cloruros también afectan al suelo a

cierto grado desde el punto del intercambio iónico en la base, pero los datos sobre este punto son escasos y no se ha podido establecer una teoría satisfactoria hasta el momento.

Los cloruros (en particular el sódico) recristalizarán bajo secado con notable aumento en la resistencia, la cual se puede perder si el suelo es rehumedecido.

Las sales aditivas de cloruro de calcio cambian las propiedades plásticas de los suelos. Los cambios, sin embargo son extremadamente pequeños y no deben considerarse significativos.

Los cloruros generalmente causarán un incremento en la densidad de los suelos comprimidos o compactados mecánicamente, mayor que la que tienen los suelos consolidados, naturalmente comprimidos o depositados. La diferencia es proporcional al peso del aditivo en el suelo. Los aumentos son muy pequeños y no deben considerarse significativos desde el punto de vista de la "Estabilidad". La siguiente tabla proporcionará una idea más clara de lo anterior.

-----o-----

	Peso Volumétrico Seco Kg/cm ³			
Porcentaje de Mezcla	0 %	1/4 % CaCl	1 1/2 % CaCl	1 1/2 % NaCl
Arcilla de acarreo de Wisconsin U.S.A. (CL)	106.2	106.5	106.3	106.4
Limo de Acarreo de Illinois U.S.A. (ML)	95.0	96.3	97.0	96.8
Arcilla de acarreo de Illinois U.S.A. (CL)	97.8	98.2	99.7	100.0
Arena Arcillosa (SC)	105.2	106.1	105.8	106.1
Grava arcillosa o Suelo de Agregado (GC)	142.0	142.5	142.5	143.0

Tabla 9.1.- Efectos del Calcio Clorhídrico y del Sodio - Clorhídrico, en diferentes tipos de suelos.

9.5.- COMPORTAMIENTO EN SUELOS CONGELADOS

Respecto al suelo natural, durante el congelamiento y descongelamiento, se ha logrado algún ahorro en la resistencia debido a la disminución de la temperatura de congelación del agua de los suelos con la adición de los cloruros. Como los aditivos no ejercen acción "cementante" en el suelo y como el efecto durante la congelación es meramente el de reducir la temperatura de congelación, el uso de éste tipo de aditivos en suelos de zonas extremadamente frías no es justificado.

Por ejemplo los datos de la figura 9. indican que los especímenes congelados a -17°C se comportan bastante diferentes de los que se congelan a -42°C .

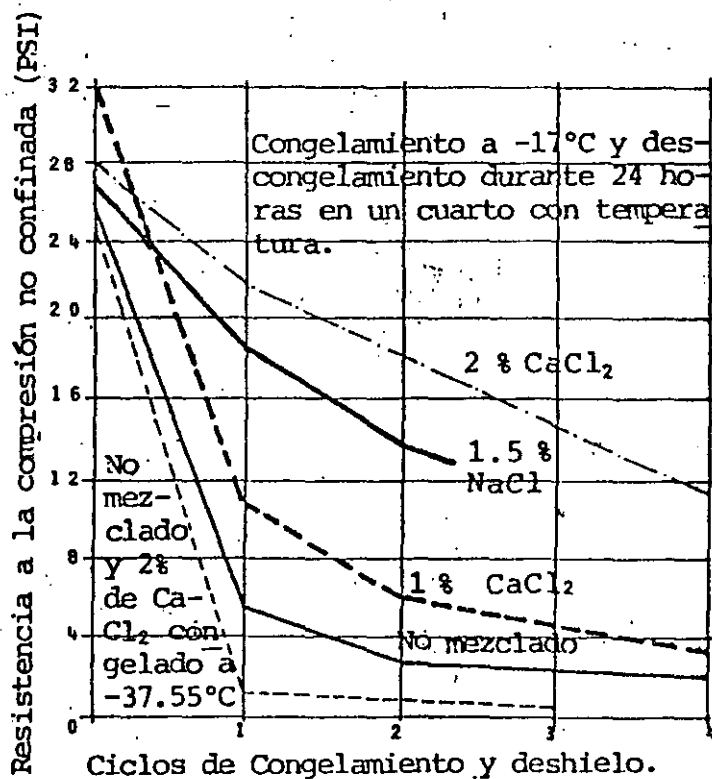


Fig. 9.2.- Variación de la resistencia a la compresión de una arcilla de aluvión con ciclos de congelamiento (helada) y deshielo.

El costo del aditivo requerido para prevenir la congelación a temperaturas sumamente bajas, limita la estabilización exclusivamente a situaciones especiales.

Los cloruros de Calcio y de Sodio pueden disminuir ligeramente la estabilidad de un suelo de mezclas agregadas acabado de construir, porque los cloruros aumentan la plasticidad de la fracción fina del mismo. Sin embargo como los cloruros actúan como retenedores de humedad, se tendrá una resistencia mayor al retenerse el agua en la masa del subsuelo estabilizado, lo que ayudará a soportar las presiones bajo el tráfico, ya que el agua no llegará hasta la base.

Muchos caminos de grava estabilizados con cloruros de Calcio y de Sodio, han funcionado satisfactoriamente por espacio de varios años a causa de las características retenedoras de agua. Las densidades de los materiales después de varios años de servicio son altas; además los costos de mantenimiento de las superficies de grava pueden ser grandemente reducidas por medio del uso de los cloruros a causa de una reducción de los agregados durante las estaciones secas del año.

9.6.- CONCLUSIONES

La reacción del cloruro y el suelo es llevado a cabo a la larga, por cambios en el agua del mismo, por lo que los efectos benéficos de las sales se realizan al disminuir la rapidez de evaporación del suelo y al disminuir el punto de congelación del agua en el suelo.

La información derivada de varias fuentes indica que hay un acuerdo general en las propiedades resultantes producidas por la adición de una sal de Cloro (cloruro) a una mezcla de suelo agregado. El desacuerdo aparece cuando se considera la magnitud y el relativo beneficio de los diferentes efectos inducidos. Cuando se integra apropiadamente, con las proporciones correctas de suelo preparado y se compacta

a la unidad de peso requerida en la práctica estandar, la -- sal ayudará a que la masa se endurezca y continúe comprimiéndose bajo el tránsito vehicular, principalmente a causa de la retención de agua durante largos períodos de tiempo, en la vida útil del camino.

Bajo iguales condiciones de sacado un suelo estabilizado con cloruro de Calcio (CaCl_2) o cloruro de Sodio (NaCl), no perderá tanta humedad como uno sin aditivo; de hecho cuando la humedad relativa es de 75% o más, será absorbida la humedad del aire.

13.3.- EVALUACION FINAL

Las altas presiones ejercidas en el pavimento, generalmente excluyen el uso de suelos estabilizados para las bases. Por lo tanto, la estabilización, excepto para caminos secundarios, está centrada alrededor de las estructuras sub-diseñadas o de sub-base únicamente.

Para caminos secundarios, un material estabilizado -- (particularmente un suelo mecánicamente estabilizado), puede ser usado como el componente principal del pavimento.

La construcción de una carretera de 2º orden, incluye superficies de grava de todos los tipos y suelos de cemento o superficies de tierra aceitosa.

La elección de la mezcla de adición apropiada que deba usarse, dependerá del uso para el cual esté destinada. La cantidad de aditivo estabilizante, estará generalmente determinada por medio de pruebas de laboratorio que simulen las condiciones del suelo o el efecto del clima y otros procesos de durabilidad.

En algunos casos, la adición de agentes químicos a un suelo, puede incrementar el costo de la construcción en tal proporción que resulte más económico el mejorar el suelo -- por densificación, adición de mejores suelos, añadir agregados con mejores propiedades mecánicas o utilizar nuevos tipos de estabilización como el que se está llevando a cabo actualmente en Alemania Occidental para suelos constituidos por estratos considerables de turba y que resultaría muy -- costoso eliminar.

"Dicho proceso de estabilización, consiste en que a -- las llantas gastadas e inútiles se les está dando una última y excelente aplicación colocándolas sobre la base del -- suelo de cimentación de las carreteras que se construyen y, sobre el tramado que se forma con ellas, se enciman materiales cementantes con agregados inertes como la grava y se --

les cubre con una capa de chapopote".

En la fotografía adjunta, se puede apreciar el procedimiento que se menciona y observar como se colocan las tiras de neumáticos formando una especie de red o trama.



Fig. 13.1.- Una nueva y original forma de estabilización de suelos.

"Las llantas así colocadas sirven como un excelente -- colchón que protege a las capas superiores dando una resistencia mayor a los impactos e impidiendo el ascenso del agua por capilaridad ya que también sirve como capa impermeable".