



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLAN**

**ESTUDIO TEORICO-PRACTICO DE LA DETERMINACION
DE LAS PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS
DE SUELOS EN LABORATORIO**

TRABAJO DE TESIS
PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :
JOSE FRANCISCO BARRIOS GUERRERO

ASESOR: ING. CELSO BARRERA CHAVEZ

**ACATLAN, ESTADO DE MEXICO
NAUCALPAN DE JUAREZ, EDO. DE MEXICO**

2005

m. 345609



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



A mi mamá María de los Ángeles:

De quien comprendí:

Que antes que aprender la técnica de levantar una casa o construir un puente.

Tenia que aprender amar algo vivo.

Que antes que ser una máquina de primera clase

De funcionar bellamente de esta manera.

Tenia que tener mi corazón y mente plenos.

Para enseñarme a amar lo que hago y no el éxito.

Gracias entrañable y eternamente.

A mi papá y mis hermanos

Por la suerte de convivir con ellos en esta vida.

A José Agustín:

Quien me enseñó a palpar la existencia de Dios.

A mis maestros y compañeros con respeto.

Introducción

Antes de conocer las teorías y principios de análisis con los que son analizados los suelos, existía en mi vocabulario y como parte esencial en la forma de percibir las cosas, la palabra sólido, uniforme y concreto. Al comenzar a distinguir que las grandes masas de suelo sobre las que desplantamos las estructuras, no eran solo masas curvas o planas con diferentes elevaciones, conformadas superficialmente por cierta cantidad de granos sueltos o dispersos, sino que contrariamente eran cantidades infinitas de partículas de suelo, que como toda la materia, estaba conformada o compuesta por partículas atómicas unidas entre sí según su conveniencia química particular, y que además estaban subdivididas energéticamente hasta llegar a subdivisiones macroscópicas sin principio.

Así que la palabra uniforme y homogéneo me pareció una palabra que aplicada a la mecánica de suelos era como salida de la ciencia ficción, ya que la posibilidad de conocer, inferir y determinar con precisión la energía existente debido a la configuración, geometría y composición química del suelo, es improbable por la multiplicidad de reacciones y fenómenos que suceden paralela, interna y externamente en las partículas de suelo.

Con este criterio, considero que las reacciones químicas en el suelo, suceden continuamente en forma desordenada hasta llegar a un equilibrio relativo, ya que también la interdependencia entre el agua, aire y sólidos es cíclica y en estos ciclos hay degradaciones y cambios morfológicos segundo a segundo, por lo que cada ciclo es diferente en su comportamiento.

Debido a esta percepción personal, me surge la interrogante en cuanto a la manera en que son resueltos o comprendidos infinidad de fenómenos que surgen de manera paralela y alternativamente, a lo cual solamente puedo responderme, que únicamente son resueltos con sistemas de ecuaciones con infinidad de variables, nunca en un estado estático o permanente sino en un estado cambiante segundo a segundo.

Entonces como cualquier situación de inestabilidad o inseguridad, nos genera temor o incertidumbre y la reacción común es garantizar o poner seguridad. En la mecánica de suelos, todas las indefiniciones e inseguridades quedan cubiertas con la abstracción matemática con diferentes formulas y expresiones matemáticas, en las que los factores aplicados son la seguridad buscada.

De esta forma los elementos estructurales de apoyo, que son elementos que se diseñan para resistir con precisión y un cierto grado de seguridad los esfuerzos que en cualquier momento generen un cambio en la estructura del suelo; son el objetivo final de un análisis detallado de un estudio de mecánica de suelos, ya que con base a los resultados obtenidos del estudio son diseñados estos elementos de apoyo.

Para realizar un estudio de mecánica de suelos, se necesita reconocer el lugar donde se analizará el suelo para determinar la clase de equipo y herramienta con que se va a muestrear el suelo. En el primer capítulo de este trabajo se trata lo relativo a este tema.

Cuando se tienen las muestras de suelo en laboratorio, comienza un proceso de reconocimiento del suelo al identificar sus propiedades físicas como son: peso, consistencia, relación de vacíos, porosidad, contenido de agua y la compacidad o el acomodo relativo entre sus partículas. Todos estos datos forman parte del historial geológico y físico del suelo y se trata en el segundo capítulo de este trabajo.

Cuando se conocen las características principales del suelo en estudio, se procede a determinar su consistencia, para poder inferir la reacción que tiene esta consistencia ante los esfuerzos a los que va a estar sometido el suelo. Lo relativo a este proceso de identificación y reconocimiento de la consistencia del suelo se trata en el capítulo 3

Como el volumen de suelo no es concretamente sólido con características definidas, se requiere saber cual es el comportamiento del suelo al entrar en contacto con el agua. Lo relativo a este proceso de interacción suelo-agua se trata en el capítulo 4 de este trabajo.

Enfocándome al origen del suelo, es decir su composición mineralógica y, analizando desde esta perspectiva la energía transmitida y sostenida por las partículas de suelo, sin restar importancia al orden y uniformidad con que las partículas fueron acomodándose y agrupando de acuerdo a su tamaño y geometría. En lo relativo a este tema se trata en el capítulo 5 de este trabajo

En los suelos se presentan reacciones o características que son reconocidas por los peritos. Estas características se reconocen por el color, olor, o textura y las reacciones por su consistencia y comportamiento ante cierto tipo de acciones. El como reconocerlos es parte del tema que trato en el capítulo 6

En el capítulo 7 trata acerca del mejoramiento de las propiedades de los suelos por medio de la aplicación de energía estática y dinámica de compactación, además de la utilización del agua como un medio de lubricación o de director de acomodamiento de las partículas sólidas del suelo.

En el capítulo 8 trato el tema relativo a la tolerancia o accesibilidad de los suelos al flujo del agua en un periodo de tiempo y, la manera en la que se puede medir la cantidad de agua fluyendo en un periodo de tiempo dado a través de la masa de suelo.

En el capítulo 9 se trata, acerca de la manera en que reacciona el agua, aire y sólidos del suelo ante la acción de cargas deformantes, analizando brevemente la forma de calcular el asentamiento de un estrato de suelo.

En el capítulo 10 se trata, acerca de la prueba que se realiza analizando los esfuerzos a los que esta sometido el suelo, con cargas laterales, que son la misma carga influyente del suelo y agua y el esfuerzo vertical generado por la descarga del peso de distintas estructuras.

	Pagina
Introduccion	1
Capítulo 1	
Muestreo de Suelos.	
1.1.- <i>Introducción</i>	3
1.2.- <i>Programa de exploración del suelo</i>	3
1.3.- <i>Muestreo de suelos</i>	5
1.3.1.- <i>Muestreo alterado con Posteadora</i>	6
1.3.2.- <i>Muestreo alterado con Barreno Helicoidal</i>	8
1.3.3.- <i>Muestreo alterado e inalterado en pozos a cielo abierto</i>	9
1.3.4.- <i>Muestreo alterado con Penetrometro Estandar</i>	10
1.3.5.- <i>Muestreo inalterado con tubo de pared delgada</i>	14
1.4.- <i>Transporte y preparación de las muestras</i>	14
Capítulo 2	
Propiedades Índice de los Suelos.	
2.1.- <i>Introducción.</i>	17
2.2.- <i>Relaciones volumétricas y gravimétricas.</i>	18
2.2.1.- <i>Relaciones volumétricas.</i>	19
2.2.2.- <i>Relaciones gravimétricas.</i>	22
2.3.- <i>Obtención en laboratorio de las propiedades Índice</i>	26
2.3.1.- <i>Obtención de la porosidad en laboratorio</i>	27
2.4.- <i>Obtención de la compacidad relativa en laboratorio.</i>	28
2.5.- <i>Grado de saturación</i>	32
2.6.- <i>Obtención del contenido de agua</i>	33.
Capítulo 3	
Densidad de Sólidos	
3.1.- <i>Introducción.</i>	38
3.2.- <i>Calibración del matraz.</i>	40
3.3.- <i>Determinación de la densidad de sólidos en suelos finos.</i>	42
3.4.- <i>Determinación de la densidad de sólidos en suelos finos sin cohesión.</i>	43
3.5.- <i>Determinación de la densidad de sólidos en suelos cohesivos.</i>	44
Capítulo 4	
Límites de Consistencia	
4.1.- <i>Introducción</i>	47
4.2.- <i>Copa de Casagrande</i>	49
4.3.- <i>Determinación del limite líquido</i>	51
4.3.1.- <i>Preparación de la muestra por el método húmedo</i>	51
4.3.2.- <i>Preparación de la muestra por el método seco</i>	52
4.4.- <i>Determinación del limite plástico</i>	
4.5.- <i>Determinación de la contracción lineal</i>	63

Capítulo 5

Granulometría

5.1.-	<i>Introducción</i>	60
5.2.-	<i>Análisis granulométrico de suelos gruesos por tamices o mallas</i>	61
5.3.-	<i>Análisis granulométrico por medio del hidrómetro</i>	63
5.4.-	<i>Obtención en laboratorio de la granulometría en suelos gruesos con tamices o mallas</i>	67
5.5.-	<i>Obtención en laboratorio de la granulometría en suelos por medio del hidrometro</i>	68

Capítulo 6

Identificación de Suelos en Campo

6.1.-	<i>Introducción</i>	80
6.2.-	<i>Principales tipos de suelos</i>	80
6.3.-	<i>Procedimientos de Identificación</i>	83

Capítulo 7

Compactación

7.1.-	<i>Introducción</i>	86
7.2.-	<i>Prueba dinámicas de impacto Proctor Estándar y Proctor modificada.</i>	87
7.3.-	<i>Obtención en laboratorio de la Prueba de Compactación Proctor Modificada</i>	90

Capítulo 8

Permeabilidad

8.1.-	<i>Introducción</i>	96
8.2.-	<i>Permeámetro de carga constante</i>	98
8.3.-	<i>Permeabilidad de suelos finos</i>	104

Capítulo 9

Consolidación

9.1.-	<i>Introducción</i>	112
9.2.-	<i>Principios de consolidación</i>	113
9.3.-	<i>Cálculo de asentamientos</i>	127
9.4.-	<i>Obtención de la consolidación de suelos en laboratorio</i>	129

Capítulo 10

Prueba Triaxial

10.1.-	<i>Introducción</i>	140
10.2.-	<i>Prueba Triaxial Rápida</i>	145
	<i>Bibliografía</i>	156

Conclusiones

	<i>Conclusiones</i>	157
--	---------------------	-----

Muestreo de Suelos

1.1.-Introducción

Cuando se realiza el dimensionamiento estructural de una cimentación, por cualquier método de diseño, se requiere conocer las propiedades físicas y químicas del suelo donde se va a desplantar la estructura de apoyo. Estas propiedades físicas y químicas del suelo se obtienen inicialmente con un reconocimiento de campo e investigación del sitio, conjuntamente con la aplicación de métodos de muestreo del suelo, y la aplicación de pruebas de laboratorio.

En este proceso inicial de estudio de la mecánica de los suelos y obtención de propiedades, en la cual se calcula y determina cuantitativamente la resistencia del suelo y la deformación en función de las cargas que se aplican durante un tiempo, se analiza la estructura energética interna, la influencia del agua con el tiempo, los procesos energéticos involucrados con el flujo del agua a través del suelo y la capacidad de recuperación de las partículas del suelo al estar involucradas en procesos de saturación de los vacíos de aire por agua, la capacidad de amoldamiento y reacondo cuando existen fuerzas exteriores que resultan desconocidas a la conformación estructural actual; etc...

Con el conocimiento del comportamiento del suelo ante diferentes condiciones de carácter físico y químico, se diseñan los elementos estructurales con las dimensiones requeridas, que permiten alcanzar la estabilidad interactiva entre la estructura y el suelo.

“El propósito de realizar un programa de reconocimiento preliminar de exploración de suelo, es el de obtener información del suelo que sirve para determinar preliminarmente lo siguiente¹”:

- Selección del tipo y profundidad de la cimentación adecuada a la carga estructural.
- Estimación de la capacidad de carga del terreno a cimentar.
- Estimación de los probables asentamientos de la estructura.
- Determinación de la localización del nivel de aguas freáticas.
- Determinación de problemas potenciales en el comportamiento del suelo (por ejemplo suelos expansivos, suelos colapsables, rellenos sanitarios, presencia de cavernas, etc.).
- Predicción de presión lateral de tierra para el diseño de estructuras como muros de retención, ademes y apuntalamientos.
- Establecimiento de métodos constructivos para las condiciones cambiantes del subsuelo.
- También las exploraciones en el subsuelo son necesarias cuando se tenga que hacer modificaciones o ampliaciones a estructuras existentes.

1.2 Programa de Exploración del subsuelo



Fig. 1.1
Un corte realizado en el trazo de la carretera sirve como parámetro para reconocer la estratigrafía presente en la región

El procedimiento para realizar una exploración de suelo se efectúa en 2 fases:

- a. El reconocimiento de campo.
- b. La Investigación del sitio.

a. Reconocimiento de campo

Recolección de información preliminar

Existen carreteras o caminos secundarios cercanos al sitio en estudio, donde se localizan perfiles estratigráficos visibles debido al corte realizado por medios mecánicos en la construcción de carreteras. En estos cortes se obtiene información de carácter geológico e hidrológico, además de información que sirve para establecer criterios

¹ El proyectista responsable de realizar la evaluación de los estudios de exploración y muestreo del suelo, debe tener un criterio de evaluación y determinación de las propiedades del suelo, teniendo en cuenta la heterogeneidad del suelo en cualquier posición dimensional, por lo que cualquier resultado lo determinará el buen juicio analítico y crítico del proyectista

preliminares en cuanto al tipo de formación geológica y problemas potenciales de inundaciones debidos a la presencia del agua. (Fig 1.1)

Esta información del sitio, también la podemos obtener de diferentes dependencias o instituciones gubernamentales como:

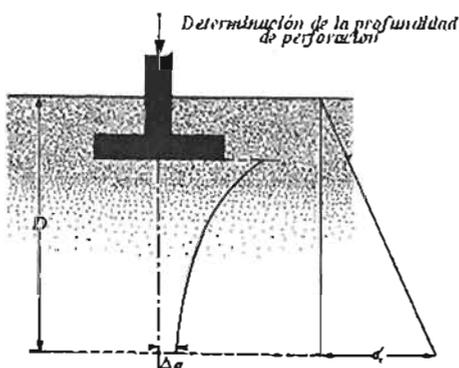
- El Instituto Nacional de Estudios en Geografía e Informática (INEGI), institución de la cual se obtienen mapas geológicos de reconocimiento, y configuración topográfica general de cualquier región.
- La Comisión Nacional del Agua (C. N. A.) dependencia en la cual se encuentra información de carácter hidrológico como son referencias de niveles de inundaciones cuencas hidrológicas y sus afluentes, etc.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- Comisión Federal de Electricidad.

La información así obtenida de estas fuentes de información para inferir el tipo de suelo y problemas potenciales que se presentan, disminuyen los costos, ya que se definen con mayor precisión el tipo y cantidad de muestreos requeridos.

Reconocimiento del sitio

Se deben realizar un reconocimiento del sitio para obtener la siguiente información:

- La topografía general del sitio.
- La existencia de canales de drenaje creados por el encauzamiento natural del agua.
- La existencia de rellenos sanitarios.
- La evidencia de deslizamiento de tierras.
- La presencia de fisuras y contracciones en caminos y en macizos rocosos.
- La presencia de cavernas y grietas que representen fallas próximas o adyacentes al sitio de interés.
- La estratigrafía presente en los cortes realizados en la construcción de carreteras y vías férreas.
- El tipo de vegetación en el sitio, de la cual podemos inferir la naturaleza del suelo.
- Marcas de los niveles de agua alcanzadas en las edificaciones por inundaciones.
- Los niveles de aguas freáticas, que podemos sondear si hay pozos naturales cercanos al sitio.
- Tipos de fallas y origen, en las construcciones existentes cercanas al sitio en estudio.
- Información de la estratigrafía y propiedades físicas del suelo obtenidas de reportes previos de exploración de suelo de estructuras existentes.



Investigación del sitio

Esta fase del programa de exploración consiste en realizar las perforaciones y recolección de las muestras de suelo, a intervalos y profundidades mínimas de excavación previamente definidos.

Las profundidades mínimas requeridas de las perforaciones, quedan definidas al determinar la profundidad mínima de perforación, aplicando el siguiente criterio:

1. Determinación del incremento efectivo de esfuerzos, $\Delta\sigma$, bajo la cimentación con una profundidad D como se muestra en la (figura 1.2) con las ecuaciones generales para la estimación de incrementos de esfuerzos.
2. Cálculo de la variación del esfuerzo vertical efectivo, $\sigma'v$ con la profundidad.
3. Determinación de la profundidad $D=D1$ en la cual el incremento del esfuerzo $\Delta\sigma$ es igual a $(1/10)q$. (q =esfuerzo efectivo estimado sobre la cimentación).
4. Determinación de la profundidad $D=D2$, en la cual $(\Delta\sigma / \sigma'v)=0.05$.

5. Si durante el proceso de excavación no encontramos roca, seleccionamos la profundidad de perforación D1, o D2, recién obtenida

En la (tabla 1.1) se muestran las profundidades mínimas de perforación, recomendadas en edificaciones con diferentes números de niveles y dimensiones.

Profundidad de perforación			
Número de niveles	Para edificaciones con long=30.50m.	Para edificaciones con long=61.00m.	Para edificaciones con long=122.00m.
1	3.50	3.70	3.70
2	6.10	6.70	7.00
3	10.10	12.50	13.60
4	16.20	20.70	24.70
5	24.20	32.90	41.40

También podemos aplicar las expresiones matemáticas 1.1 y 1.2 propuestas por Sowers las cuales dependen del número de niveles de la edificación.

$Db=3s0.7$1.1 Para edificios de estructura metálica o concreto hasta 3 niveles o 8.0 mts. de altura.

$Db=6s0.7$1.2 Para edificios de estructura metálica o concreto de mas de tres niveles, o mayores a los 8.0 mts. de altura.

Donde:

Db = Profundidad de perforación en metros.

S = Número de niveles.

Tabla 1.1
Profundidades de perforación recomendadas para diferentes números de niveles y dimensiones de la edificación

En ocasiones el suelo de cimentación no tiene la capacidad para soportar los esfuerzos transmitidos por la cimentación, por lo que se tienen que realizar sondeos para localizar el estrato de suelo o roca, que tenga la suficiente capacidad de carga.

ESPACIAMIENTO APROXIMADO DE PERFORACIONES	
TIPO DE PROYECTO	METROS
Edificio de varios niveles	10-30
Plantas industriales	20-60
Carreteras	250-500

Además de definir la profundidad con la que se determina efectuar los sondeos, también se debe obtener la separación aproximada entre los sondeos, lo cual depende del tipo de proyecto. (Tabla.2).

En cuanto al costo que implica el efectuar la exploración en campo éste normalmente fluctúa entre un 0.1- 0.5% del monto total de la obra.

Tabla 1.2
Separación de perforaciones recomendadas para diferentes tipos de proyectos.

1.3 MUESTREO DE SUELOS

De la exploración y muestreo del suelo se obtienen:

- muestras alteradas
- muestras inalteradas.

El muestreo alterado de suelos, es la destrucción del arreglo estructural del suelo debido a la alteración interna de las partículas efectuadas por los equipos muestreadores, este tipo de muestras se utilizan en el laboratorio para la obtención de propiedades físicas y mecánicas.

Las pruebas que se realizan con muestreo alterado son:

- Granulometría.
- Límites de consistencia.

- Pesos Volumétricos.
- Clasificación e identificación del suelo.
- Permeabilidad.

Las muestras inalteradas, son muestras cuyo acomodo estructural permanece relativamente inalterado, ya que si hay una alteración causada por los esfuerzos inducidos al momento de realizar la extracción, provocando cambios volumétricos en la estructura del suelo.

Este tipo de muestras se utilizan en pruebas de laboratorio como son:

- Consolidación
- Pruebas triaxiales

Dentro del proceso de muestreo, se encuentra la exploración del suelo la cual se clasifica en:

- Exploración Directa.
- Exploración Indirecta.

En la exploración directa se obtienen muestras de suelo por medios mecánicos o manuales (tabla 1.3).

EXPLORACION DIRECTA	
MANUAL	Equipo Mecánico
Pozo a cielo abierto	Percusión
Posteadora	Rotación
Barreno Helicoidal	Presión

Tabla 1.3
Métodos manuales y mecánicos usados en la exploración directa

EXPLORACION INDIRECTA
Refracción Sísmica.
Resistividad Eléctrica
Gravimétrico
Sónico

Tabla 1.4
Métodos de exploración indirecta

En la exploración indirecta la evaluación del suelo se realiza a partir de principios geofísicos y eléctricos aplicados a la tecnología digital (tabla 1.4)

El tipo de muestreos que se utilizan para realizar muestreos alterados o inalterados de forma manual son los que se indican en la (tabla 1.5) y los muestreos usados para realizar muestreos alterados o inalterados de forma mecánica son los que se indican en la (tabla 1.7).

METODOS	TIPO DE MUESTREO		SUELOS RECOMENDADOS	EQUIPO
	Alterado	Inalterado		
Pozos a cielo abierto	x	x	Cualquiera	Pico y pala
Posteadora	x		Suelos Cohesivos	Manual
Barreno Helicoidal	x			

Tabla 1.5
Tipo de muestreo y equipo recomendado en los métodos de exploración manual para diferentes tipos de suelos

Tipo de Prueba	Cantidad en kg.
Densidad de Sólidos	1.00-1.50
Análisis Granulométrico	10.00-12.00
Pruebas Índice	3.00-4.00
Límites de consistencia	3.00
Compresión Triaxial	3.00
Permeabilidad	1.50
Consolidación	1.50

Tabla 1.6
Cantidades en kg de suelo usados para diferentes tipos de pruebas.

La cantidad en kg requeridos para realizar diferentes pruebas de laboratorio de mecánica de suelos son las mostradas en la (tabla 1.6)

1.3.1 Muestreo alterado con Posteadora

La posteadora (Fig. 1.3) se emplea para realizar perforaciones y obtener muestras de suelo alterado, hasta una determinada profundidad, en suelos blandos su uso se efectúa por medios manuales o mecánicos. En suelos arenosos, su uso esta restringido debido a las características propias del suelo, que dificulta la adherencia del material al muestreador

METODOS MECANICOS						TIPO DE SUELO								
						Arriba del nivel Freático				Abajo del nivel Freático				
MUESTREADOR	TIPO DE MUESTRA		EQUIPO MECANICO			Suelos finos con pocas gravas y arenas	arenas con finos	Arenas con gravas	suelos Finos muy duros	suelos finos muy blancos	suelos finos duros a muy duros	Arenas finas sueltas a muy sueltas	Arenas compactas	Suelos orgánicos
	Alterado	Inalterado	Percusion	Presion	Rotacion									
Tubo Partido	x	/	x	/	/	B	B	B	/	B	B	B	B	/
Penetracion Estandar	Sondeo de exploración	Sondeo de exploración	/	x	/	B	B	B	/	B	B	B	B	/
Tubo Denison	x	x	x	x	/	B	B		B	/	/	B	B	/
Penetrometro Holandes	Sondeo de exploración	Sondeo de exploración	/	x	/	/	B	B	/	B	B	B	B	B
Muestreador Pitcher	x	x	/	x	/	/	/	/	/	/	B	B	B	B
Metodo de Perforación														
Rotacion con lodo	/	/	/	/	x	NB	/	NB	/	B	B	B	B	B
Rotacion en seco	/	/	/	/	x	B	NB	/	B	B	B	NB	B	B
Pozo a cielo abierto	/	/	/	/	x	B	B	/	B	B	B	/	B	B

Tabla 1.7
Métodos mecánicos usados para realizar muestreos en diferentes tipos de suelos



Fig 1.3
Pateadora manual usada en muestreos superficiales de suelos

Ejecución del muestreo

El proceso de muestreo con la posteadora se efectúa de la siguiente manera:

- a. Penetración del posteador en el suelo (fig 1.4).
- b. Giro del posteador dentro de la masa de suelo (fig 1.5)
- c. Obtención de la muestra de suelo
- d. Colocación del suelo en el recipiente final.(fig 1.6)

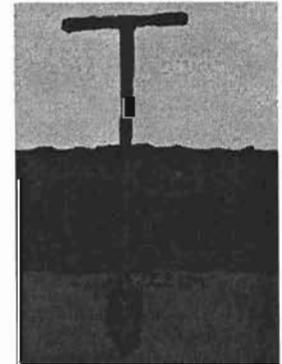


Fig 1.4
Penetración del posteador en la masa de suelo.

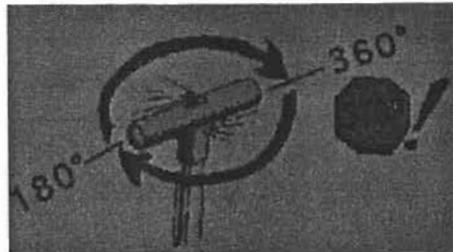


Fig 1.5
Giro del posteador dentro de la masa de suelo

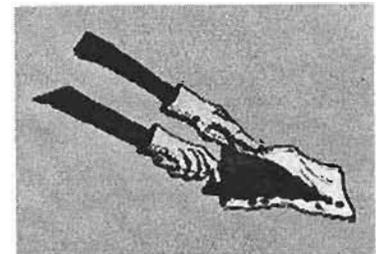


Fig 1.6
Colocación de la muestra de suelo en bolsas de plástico

▪ Identificación de las muestras

Las muestras deben identificarse con etiquetas conteniendo la siguiente información:

- *Obra.*
- *Ubicación del sondeo.*
- *Número de muestra.*
- *Profundidad de la muestra.*
- *Espesor del estrato correspondiente.*
- *Fecha.*
- *Nombre del operador.*



Foto 1.1
Registro analítico y cámara fotográfica para reporte fotográfico

Para comparar la información obtenida en campo y la que se encuentra en estudio, se usa un registro de campo (foto 1.1), con el cual se lleva un control en cuanto al número de sondeo, croquis de ubicación del sitio e identificación en campo de todas las muestras obtenidas a diferentes profundidades, así como también los incidentes ocurridos durante el muestreo de los sondeos.

1.3.2 Muestreo alterado con barreno helicoidal

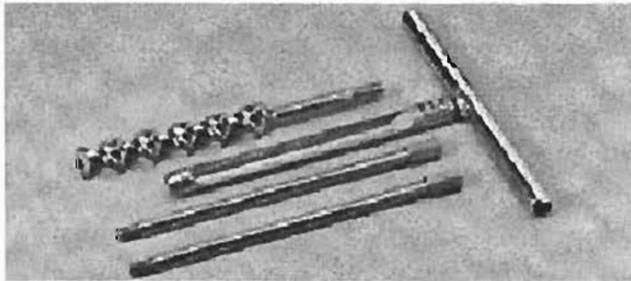


Foto 1.2

Barreno Helicoidal de uso manual

El barreno helicoidal (foto 1.2) es una herramienta de perforación y muestreo empleada para obtener muestras alteradas de suelos blandos a semiblandos, en las construcciones en que no se requieren excavaciones mayores de 5 metros, como son: construcciones ligeras, carreteras, y obras superficiales. Su operación es manual y mecánica, siendo el segundo el mejor medio de realizar penetraciones y sondeos a mayor profundidad en terrenos de tipo granular, pero dadas las características del muestreador que desmorona el suelo por la acción de las espas helicoidales, se requiere para su uso de ademes metálicos en las paredes perforadas, para retener el material.

La potencia para perforar es proporcionado por una perforadora montada sobre una base móvil (foto 1.3) la cual está equipada con implementos de perforación con los cuales se realizan excavaciones profundas. Las espas helicoidales están disponibles en secciones de uno (1) a dos (2) metros de largo ya sean barrenos de vástago hueco o sólidos, con diferentes diámetros (Tabla 1.8 y 1.9)

La forma de obtener el material, es por medio del transporte realizado por las espas helicoidales que extraen desde el fondo de la excavación hasta la superficie, el material suelto. Durante la perforación, se

BARRENOS SÓLIDOS	
<i>Diámetro (milímetros)</i>	
60.68	
82.55	
101.6	
114.3	

Tabla 1.8
Diámetros de los barrenos sólidos

BARRENOS DE VASTAGO HUECO	
<i>Diámetro Interior</i>	<i>Diámetro Exterior</i>
63.5	158.75
69.85	177.8
76.2	203.2
82.55	228.6

Tabla 1.9
Diámetros de los barrenos de vástago hueco

detectan los cambios en la resistencia del suelo al notar los cambios de la velocidad de perforación y el sonido del motor. (Foto 1.3)

1.3.3 Muestreo alterado e inalterado en pozos a cielo abierto

Los pozos a cielo abierto se utilizan para la obtención de muestras alteradas e inalteradas de manera rápida, económica y práctica, cuando no se requiere muestrear suelos a profundidades mayores a cinco (5) metros.

En suelos con alto contenido de materia orgánica, en las arenas y las gravas, el muestreo inalterado se dificulta por la falta de cohesión.

Para no realizar excavaciones se utilizan los cortes o zanjas naturales realizados en las construcciones de carreteras o vías férreas, donde se puede observar la estratigrafía del terreno y obtener la muestra de suelo de las paredes del corte.

El tamaño de la muestra esta en función de las pruebas requeridas. Para un sondeo convencional las muestras deben pesar mínimo (15) Kg para estudiar el suelo, como material de préstamo se deben tomar muestras de suelo de diez (10) kg de los estratos explotables, o una muestra integral de treinta (30) kg, obtenida de una ranura vertical lateral hecha en el pozo o corte. El muestreo se determina de acuerdo al método de explotación del banco. (Fig 1.7)

▪ *Equipo mínimo necesario para la prueba.*

- *Pico y pala*
- *Piolet*
- *Bote*
- *Cable de Manila*
- *Costales o cajones*
- *Lona de 1.50x1.50*
- *Manta de cielo*
- *Brea*
- *Parafina*
- *Estufa de alcohol*



*Foto 1.3
Perforación y muestreo con barreno helicoidal*



*Fig 1.7
Muestreo del suelo. ramirando las
paredes verticales del pozo*

Para la obtención de una muestra inalterada de P.C.A. se deberá marcar la superficie por excavar, la cual deberá ser de 3 a 4 veces la longitud mayor de la cara superior del cubo de suelo; (foto 1.4) la profundidad de excavación dependerá del tipo de proyecto, finalmente se desvincula la muestra de su asiento natural, se cubre con manta de cielo y la mezcla de brea y parafina previamente elaborada, (foto 1.5) y se coloca su tarjeta de identificación.

1.3.4 Muestreo alterado con Penetrómetro Estándar

Cuando se requiere obtener muestras de suelo cuya profundidad es mayor que la que alcanzan los métodos manuales de muestreo, se utiliza el penetrómetro estándar.

▪ Características

Este muestreador consiste de un tubo grueso partido longitudinalmente, con una zapata de acero endurecido y una cabeza que lo une al extremo inferior de una columna de barras de acero endurecido de perforación que le transmite la energía de hincado; en la (fig 1.8) se muestra el penetrómetro con las dimensiones que debe satisfacer (tabla 1.10). La cabeza tiene una válvula esférica que se levanta y permite durante el hincado, aliviar la presión del fluido y azolves que quedan en el interior del muestreador, y cae por peso propio durante la extracción del muestreador para evitar que la presión del fluido de perforación expulse la muestra; una variante de esta válvula, es la de utilizar la esfera con varilla. El tubo generalmente está partido longitudinalmente para recuperar fácilmente la muestra; otra solución poco recomendable, consiste en un tubo sólido con funda de polietileno delgado. La zapata de acero endurecido es una pieza de consumo que debe sustituirse cuando pierde las dimensiones. Opcionalmente el penetrómetro estándar puede tener una trampa en forma de canastilla para retener muestras de suelos arenosos.

El equipo auxiliar para el hincado consiste de una masa golpeadora de sesenta y tres punto cinco (63.5) Kg., con calda libre guiada de setenta y cinco (75) centímetros., que impacta a una pieza (yunque) integrada a la columna de barras de perforación, el diámetro de estas últimas se elige de acuerdo con la profundidad.

Operación del equipo

La forma de operar, es por medio de un muestreador guiado con tubos de acero a través del suelo los cuales transmiten la energía a éste por el impacto recibido por una masa de sesenta y tres punto cinco (63.5) kilogramos que impacta desde una altura de setenta y cinco (75) centímetros. Durante la penetración se cuenta el número de golpes para hincarlo los últimos 30 cm. (la suma de

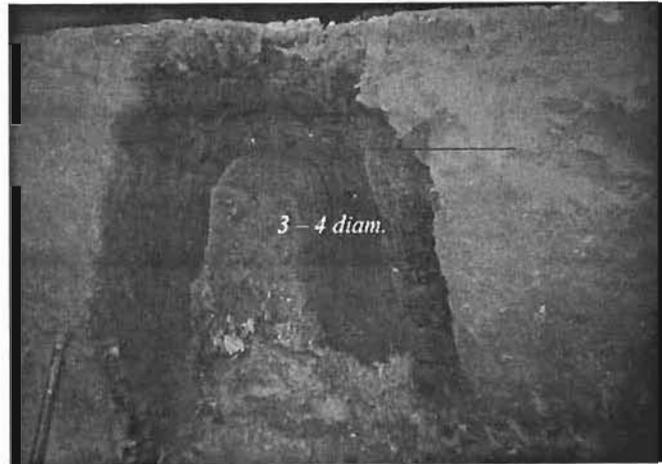


Foto 1.4
Superficie de excavación mayor a 3 o 4 veces la dimensión longitudinal menor del cubo de suelo



Foto 1.5
Colocación de la brea y parafina a la muestra cúbica de suelo

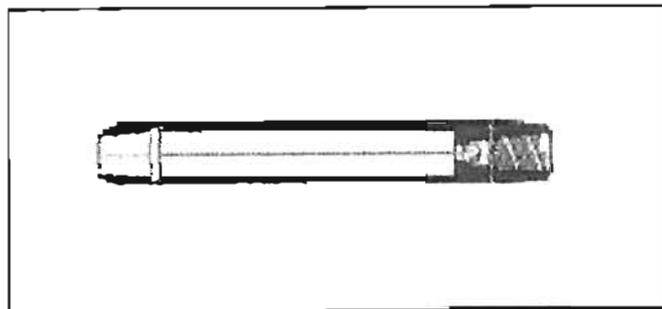


Fig. 1.8
Penetrómetro

golpes de los últimos dos tramos) si el penetrometro no se puede hincar los 45 cm cuando se han dado 50 golpes se suspende la prueba y por extrapolación se deduce el número N.50

Profundidad del sondeo en mts.	Barra recomendable	Diametro exterior en cms.	Peso (Kg/ml)
10	AW	4.44	6.53
10 - 30	BW	5.40	6.23

Tabla 1.10

Dimensiones recomendables del Penetrómetro según la profundidad

Luego entonces la resistencia a la penetración estándar es el número de golpes necesarios para hincar el penetrómetro los últimos treinta (30) centímetros, por lo regular en suelos muy blandos el penetrómetro avanza el tramo de cuarenta y cinco (45) centímetros por el peso propio de la herramienta, en los suelos duros se requieren mas golpes de los establecidos suspendiéndose la prueba al llegar a los cincuenta (50) golpes, por protección del penetrómetro. (Tabla 1.11) y (fig 1.14)

en los suelos duros se requieren mas golpes de los establecidos suspendiéndose la prueba al llegar a los cincuenta (50) golpes, por protección del penetrómetro. (Tabla 1.11) y (fig 1.14)

Profundidad	Longitud de Avance (m)	Recuperacion	No. Golpes			Descripcion
			15	15	15	
15.00-15.60	0.6	0.26	Pb	1	1	15.34-15.60 Arcilla café
15.60-16.20	0.6	0.46	Pb	-	1	15.74-16.20 arcilla verde olivo
15.20-16.86	0.6	0.46	Pb	Pb	Pb	16.34-16.70 arcilla verde olivo
16.80-17.40	0.6	nr	3	2	2	nr
17.40-18.00	0.6	0.28	Pb	8	9	17.72-17.80 arcilla café rojizo 17.80-18.00 arena fina con poca arcilla
18.00-18.60	0.6	0.13	Pb	8	2	18.47-18.54 arcilla gris 18.64-18.70 limo café grisáceo con poca arena
18.60-19.20	0.6	0.37	Pb	17	4	18.83-18.81 arcilla café claro 18.18-19.20 arena fina con grava y restos fósiles

Tabla 1.11

Registro de campo de un muestreo con penetrómetro estándar

Correlacion entre N,qu

La resistencia a la penetración estándar N se correlaciona empíricamente con la compacidad de las arenas (Tabla 1.12) y con la consistencia a la compresión simple qu (tabla 1.13)

Consistencia	Muy Blanda	Blanda	Mediana	Dura	Muy dura	Durísima
N	<2	2 - 4	4 - 8	8 - 15	15 - 30	>30.00
qu	<0.25	>0.50	0.50-1.00	1.00 - 2.00	2.00 - 4.00	>4.00

Tabla 1.12

Estimación empírica para calificar la consistencia u la compresión simple qu

Tabla 1.13

Estimación empírica para calificar la consistencia en los suelos y la compacidad de las arenas

NUMERO DE GOLPES	COMPACIDAD RELATIVA
0-4	MUY SUELTA
4- 10	SUELTA
10- 30	MEDIA
30-50	DENSA
>50	MUY DENSA

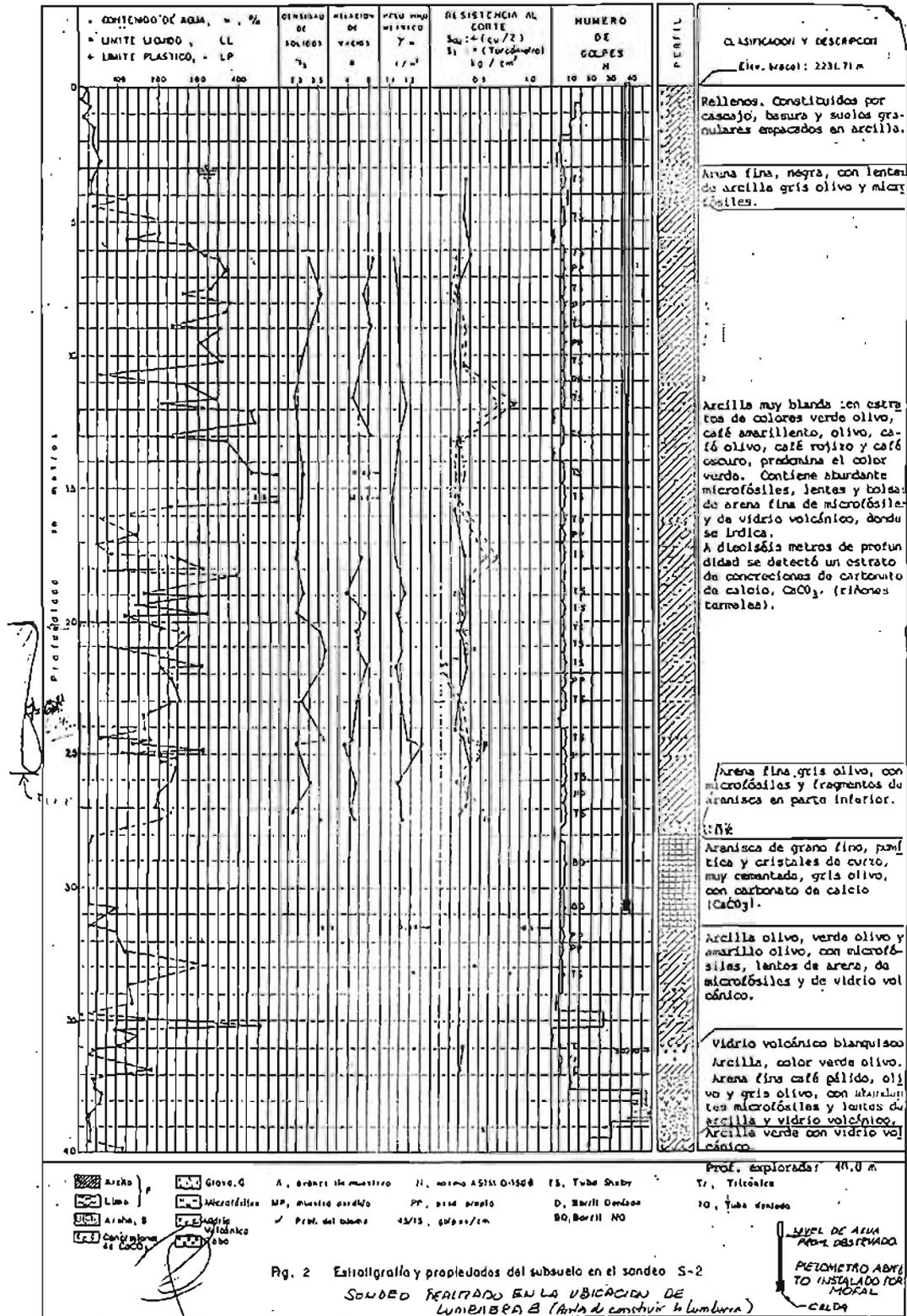
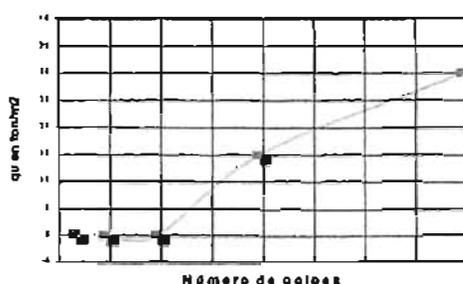


Fig 1.9 Representación gráfica de la penetración estándar

Penetrómetros

Entre los aparatos más recientes que permiten efectuar sondeos rápidos a poca profundidad en terrenos duros o semiduros, esta la sonda ligera móvil, la cual esta montada en la base posterior de un vehículo tipo jeep todo terreno con toma de fuerza, esta toma de fuerza es utilizada para hacer girar la sonda

CORRELACION ENTRE N, qu



Durísima	Marcada con dificultad por la uña del pulgar
Muy dura	Fácilmente marcada con la uña del pulgar
Dura	Fácilmente marcada con el pulgar pero penetrada sólo con gran esfuerzo
Media	Puede ser penetrada con el pulgar con un esfuerzo moderado
Blanda	Fácilmente penetrable con el pulgar (varios centímetros)
Muy Blanda	Fácilmente penetrable con el puño (varios centímetros)

La sonda esta conformada esencialmente de un vástago en hélice que lleva en su extremo un desagregador útil giratorio de dos filas de cuatro cuchillas. El movimiento de descenso y elevación de la cabeza de sonda es obtenido actuando sobre una u otra cara del pistón de un cilindro hidráulico vertical, del que es solidaria la cabeza mediante un cable sinfín que pasa por los dos extremos del armazón

El agua a presión necesaria para los movimientos del pistón son almacenados bajo el capot del jeep Esta máquina permite efectuar en terreno blandos sondeos que pueden alcanzar unos quince metros con una fuerza motriz de 60 h.p. (foto 1.6) y(foto 1.7)



Foto 1.6
Sonda ligera móvil



Foto 1.7
Otra vista de la sonda

1.3.5 Muestreo inalterado con tubo de pared delgada (Tubo Shelby)

El muestreo inalterado con tubo shelby, se utiliza para la obtención de muestras en pruebas que requieren la menor alteración posible de suelo, debido a que es un tubo que penetra a presión se utiliza para suelos blandos o cohesivos.

Las pruebas que requieren muestras inalteradas son: las pruebas de consolidación, las pruebas triaxiales y las pruebas de permeabilidad. Para las pruebas de consolidación se obtienen muestras de cuatro (4)" de diámetro como mínimo; los tubos deben tener la suficiente rigidez para evitar su deformación al introducirlos en el terreno, por lo que el espesor debe ser el necesario para evitar la alteración de las muestras, esto se cumple cuando la relación entre el área del anillo formado por el espesor de la pared del tubo y el área exterior del muestreador es menor o igual a diez (10) %.

$$R.A. = \frac{De^2 - Di^2}{Di^2} = 10\%$$

De = diámetro exterior

Di = Diámetro interior

$R.A.$ = Relación de áreas

Las dimensiones que necesariamente deben satisfacer los muestreadores, son los tubos hechos de siete punto cinco (7.5) - diez (10.0) centímetros de diámetro, en acero o latón con la punta afilada, este tubo es sujetado a las barras de perforación con tornillos allen o mediante unión con cuerda. Fig 1.10

El procedimiento para la obtención de muestras con tubo shelby, consiste en hincar el muestreador con una velocidad constante de quince (15) y treinta (30) cm/seg. una longitud de quince (15) cm. menor a la del tubo; se deja el tubo 1 minuto para que la muestra expanda y adquiera mayor adherencia, enseguida se corta la base de la muestra girando 2 vueltas el muestreador y se procede a sacarlo al exterior, donde se limpia e identifica, finalmente se protege y clasifica la muestra.

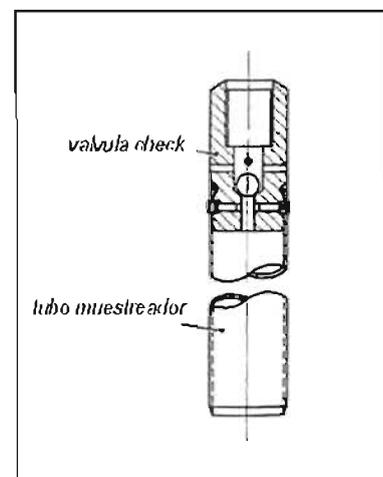


Fig 1.10
Detalle del Tubo shelby

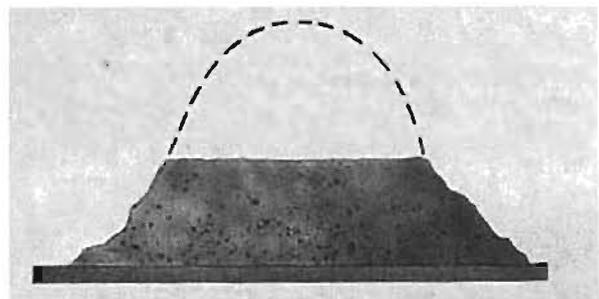
1.4 TRANSPORTE Y PREPARACION DE LAS MUESTRAS

Para el transporte de las muestras se deberán colocar las muestras en un cajón de madera de mayor dimensión, rellenando los espacios con papel periódico o unicel con el fin de amortiguar el efecto de los golpes durante el transporte. Las muestras alteradas se envasan en costales de lona o de yute de un tejido cerrado para evitar la pérdida de material fino.

Preparación de las muestras

La preparación de la muestra comprende los procesos siguientes

- Secado
- Disgregación
- Cuarteo



El proceso de secado consiste en eliminar el agua que contiene, para permitir su fácil disgregación y manejo, exponiendo todo el material al sol extendiéndolo sobre una superficie limpia y tersa *fig 1.11* o bien en charolas de lámina en un horno a temperatura baja, cuarenta (40), a sesenta (60) grados centígrados, en ambos casos conviene revolver periódicamente el material para lograr un secado mas rápido y uniforme hasta bajar su humedad a un grado tal que permita el fácil manejo de la muestra. Cuando la muestra llega al laboratorio con la humedad que permite su disgregación, no es necesario someterla al proceso de secado indicado anteriormente.

El secado de la muestra no debe efectuarse a altas temperaturas por que da lugar a la alteración de ciertas características del suelo como son la cohesión y la plasticidad, lo cual conduce a obtener resultados erróneos en la pruebas estudiadas del material posteriormente. En el caso de los materiales finos de elevada plasticidad, el secado total provoca la formación de grumos muy difíciles de disgregar, que dificultan el lavado de la muestra a través de la malla num. 200 y que inclusive pueden originar resultados erróneos respecto al material que queda retenido en dicha malla. La disgregación de la muestra tiene por objeto realizar la separación de las diferentes partículas de material que constituyen la muestra para que esta pueda ser mezclada y cuarteada posteriormente, para obtener porciones representativas de la misma y efectuar con ellas las diferentes pruebas a las que va a estar sometido el material, reduciendo el tamaño conforme avanza el proceso de disgregación, hasta quedar frecuentemente reducido a polvo. La disgregación de la muestra debe ser llevada a un grado tal que se aproxime lo más posible al grado mínimo de disgregación exigido por las condiciones de proyecto

Para quitar los grumos formados entre las partículas del suelo, requeriremos disgregar con las manos todo el material para posteriormente pasarlo a través de la malla No 4., el material retenido lo verteremos en una charola y lo volvemos a disgregar esta vez con la ayuda de un mazo de madera, el cual deberemos impactar contra el suelo desde una altura de quince (15) cm. El material así disgregado lo haremos pasar sucesivamente a través de mallas de un determinado tamaño y golpeando con el mazo el material. Ver (tabla 1.14) Finalmente mezclamos todo el material (*fig 1.12*) y se realiza el cuarteo. (*Fig 1.13*)

▪ Cuarteo

Esta etapa consiste en dividir físicamente en cuatro partes el suelo homogeneizado y luego mezclar de nuevo dos cuartas partes del material así dividido las cuales deberán estar opuestas en sus vértices. (*Fig 1.14*)

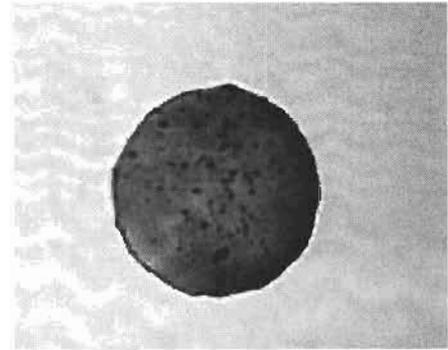


Fig 1.12
Homogenización del suelo

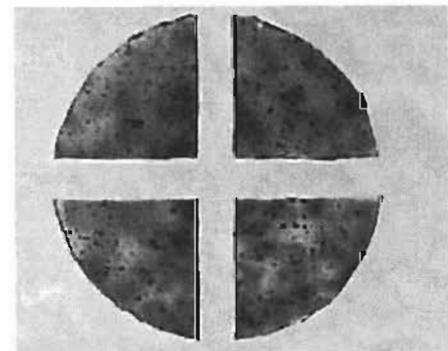


Fig 1.13
Cuarteo del suelo

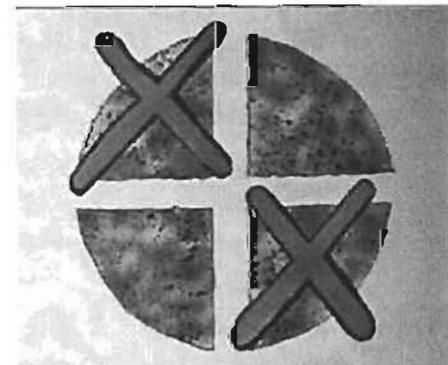


Fig 1.14
Mezclado de los vértices opuestos

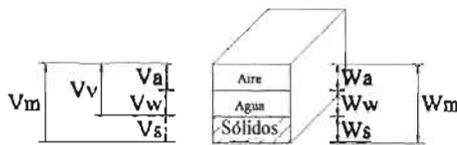
Propiedades Índice de los Suelos

2.1 Introducción

Las propiedades índice, proporcionan una idea general de la naturaleza general de los problemas que se pueden presentar en el subsuelo, tales propiedades son obtenidas de pruebas convencionales y son de carácter obligado en cualquier proyecto.

Estas pruebas convencionales, se establecen considerando que las dimensiones volumétricas del suelo, son de un volumen unitario y un peso equivalente, a partir de esta suposición se establecen expresiones matemáticas con las que se pueden estimar las propiedades del suelo.

El volumen unitario de suelo, se representa gráficamente al considerar que se encuentra conformado de un volumen de agua, aire o vacíos y partículas sólidas. Fig 2.1



Donde

- V_v = Volumen de vacíos
- V_w = Volumen de agua
- V_s = Volumen de sólidos
- V_m = Volumen de la muestra
- V_a = Volumen de aire

Figura 2.1

Representación esquemática de las relaciones volumétricas y gravimétricas del suelo

Volumen de vacíos V_v

El volumen de vacíos representa los espacios existentes entre las partículas de sólidos de suelo, debido al acomodo que sufren al encontrarse como depósitos, o bien como producto del intemperismo.

Volumen de sólidos V_s

Es el conjunto de sólidos del suelo, que constituyen estructuralmente la masa de suelo y varían en tamaño forma y textura según su formación geológica.

Volumen de agua V_w

Es la cantidad de agua en el suelo, cuyo volumen depende de la cantidad de vacíos del suelo.

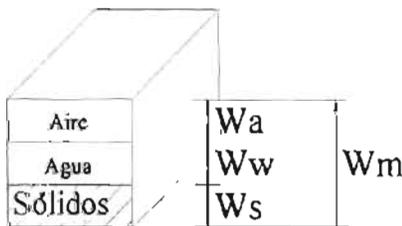


Figura 2.2

Representación esquemática gravimétrica del suelo

De acuerdo al volumen de vacíos e ocupado por el agua en la masa de suelo, el suelo se clasifica en:

- Suelo en estado saturado.
- Suelo en estado parcialmente saturado.
- Suelo en estado seco.

cuya relación en peso es: (fig 2.2)

- W_a = peso del aire
- W_w = peso del agua
- W_s = peso de sólidos
- W_m = peso de la muestra

2.2 RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS

• Relación de vacíos.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad 2.1$$

V_v =volumen de vacíos
 V_s =volumen de sólidos

La relación de vacíos es una medida de la densidad del suelo y es por consiguiente una de las características más importantes de un suelo, diversas propiedades del suelo tales como permeabilidad y resistencia a los esfuerzos cortantes están asociadas con la relación de vacíos.

Valores para los diferentes tipos de suelos	
Arena suelta uniforme	0.8
Arena firme uniforme	0.45
Arena firme angulosa compacta	0.4
Arcilla dura	0.6
Arcilla suave	0.9-1.4
Arcilla orgánica suave	2.5-3.2
Limo Uniforme	1.2
Arcillas muy compresibles (Cd. De México)	6.00
Arcillas altamente compresibles	15.0

Algunos valores usuales de e se muestran en la Tabla 2.1

▪ Porosidad

$$n_v = \frac{V_v}{V_s} \quad 2.2$$

V_v =volumen de vacíos
 V_s =volumen de sólidos

Como la relación de vacíos, la porosidad es una medida de la densidad del suelo.

Algunos valores característicos de la porosidad en los suelos se muestran en la Tabla 2.2

▪ Contenido de agua

$$W\% = \frac{W_w}{W_s} \quad 2.3$$

Es la relación existente entre la cantidad de agua contenida en un suelo y el peso de los sólidos del suelo, esta propiedad índice obtenida en laboratorio es un valor que proporciona información preliminar del suelo.

En la Cd. de México, las arcillas tienen un contenido de agua cercano al 400%, lo que indica, que el suelo está conformado de partículas de suelo muy finas y que por su estructura y conformación molecular, presentan baja permeabilidad y alta compresibilidad. Las arenas en cambio tienen un contenido de agua cercano al 19-50% lo que indica que está conformado de partículas de suelo de mayor tamaño, característica intrínseca ligada a suelos que presentan una relación de vacíos alta y baja compresibilidad.

Algunos valores del contenido de agua en diferentes suelos se muestran en la (tabla 2.3)

Tabla 2.1

Valores de e para diferentes tipos de suelos Del libro de comportamiento de los suelos. De Herrejón de la Torre UNAM. 1976

n	Material
20%	Arenas muy compactas
90%	Arcillas muy compresibles
100%	Aire

Tabla 2.2

Valores de n para diferentes tipos de suelos Del libro de comportamiento de los suelos De Herrejón de la Torre UNAM. 1976

W %	Suelo
19%	Arena densa
40%	Arcilla glacial saturada
200%	Arcilla bentonítica
300-600%	Arcillas compresibles de la Cd De Mexico
1000%	Arcillas altamente compresibles

Tabla 2.3

Valores de w% para diferentes tipos de suelos Del libro de comportamiento de los suelos De Herrejón de la Torre UNAM. 1976

▪ Grado de saturación

$$G_w\% = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad 2.4$$

El grado de saturación, es un valor obtenido en laboratorio el cual se relaciona con algunas propiedades del suelo, tales como la permeabilidad, resistencia al esfuerzo cortante y compresibilidad. (Tabla 2.4)

Gw	Suelo
0%	Suelo seco
1-99%	Suelo parcialmente saturado
100%	Suelo totalmente saturado

Tabla 2.4
Valores de Gw% para diferentes fases del suelo

Suelo	Seco	Saturado
Tepetates		
Maximo	1.6	1.95
Mínimo	0.75	1.3
Arcna de grano de tamaño uniforme		
Maximo	1.75	2.1
Mínimo	1.4	1.85
Arenas bien graduadas		
Maximo	1.9	2.3
Mnimo	1.55	1.95
Arcilla De la Cd. De Mexico.		
Maximo	1.5	1.2

Tabla 2.5
Pesos volumétricos secos y máximos de los suelos mas representativos

Por lo que

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_m}$$

Pesos volumétricos de la muestra

Es la relación del peso total de la muestra entre el volumen de la misma sus unidades usuales son: Ton/m3, gr/cm3.

Peso volumétrico húmedo

Es la relación entre el peso de la muestra húmedo, entre el volumen de la misma sus unidades son: Ton /m3, gr/cm3.

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

Donde:

- γ_m - peso volumétrico de la muestra
- w_m - peso de la muestra
- v_m volumen de la muestra.

Peso volumétrico seco

Considerando que:
 $w_m = w_s + w_w + w_a$

Donde:

- W_m = Peso de la muestra.
- W_s = peso de sólidos.
- W_w = peso del agua
- W_a = Peso del aire

Como $w_w = 0$
Entonces $w_m = w_s$

Algunos ejemplos de pesos volumétricos secos y saturados se muestran en la tabla 2.5

2.2.1 Relaciones Volumétricas

Al establecer relaciones gráficas con base a los tres estados en los que se encuentra el suelo:

- Suelo seco,
- Suelo parcialmente saturado
- Suelo saturado.

Se tiene lo siguiente:

• **Suelos secos**

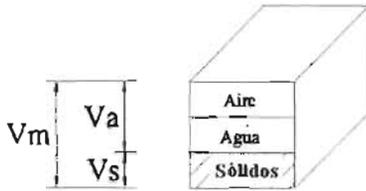


Fig 2.3

En un suelo seco el volumen de agua es nulo por lo que el $V_m = V_s + V_a + 0$

Fig 2.3

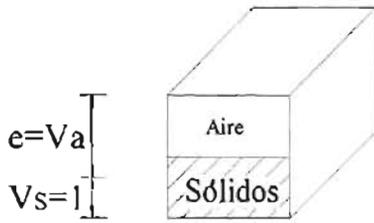


Fig 2.4

Si consideramos el volumen de sólidos y aire, como un volumen virtual unitario tenemos, que la relación de vacíos

$$e = \frac{V_a}{V_s}$$

Y como el

$$V_s = 1$$

Entonces el

$$V_m = V_a + 1$$

Fig 2.4

F

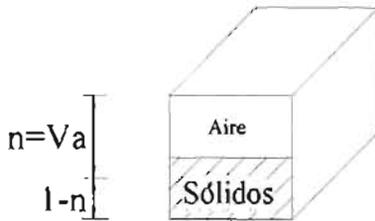


Fig 2.5

La porosidad n es equivalente al volumen de aire y el $V_s + V_{vacíos}$ es virtualmente igual a la unidad
Por lo tanto

$$V_{sólidos} = 1 - n$$

Fig 2.5

• **Suelos parcialmente saturados**

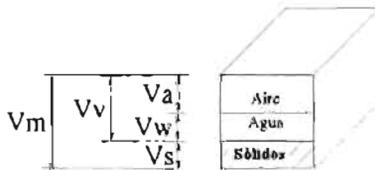


Fig 2.6

En un suelo parcialmente saturado se tiene que:

$$V_m = V_s + V_w + V_a \quad 2.5$$

Fig 2.6

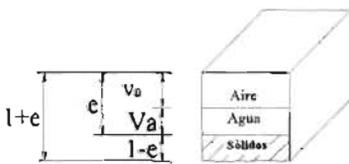


Fig 2.7

El volumen de vacíos es:

$$e = V_a + V_w$$

Considerando que

$$V_m = 1$$

Entonces el

$$V_s = 1 - e$$

Fig 2.7

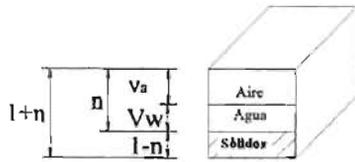


Fig 2.8

La porosidad es $n = V_a + V_w$
 Y el $V_m = 1 = V_s + n$
 Despejando el volumen de sólidos V_s
 $V_s = 1 - n$ 2.6

Fig 2.8

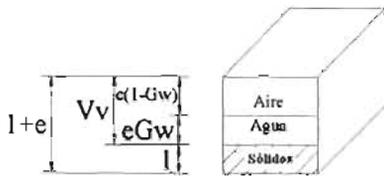


Fig 2.9

El grado de saturación es $G_w = \frac{V_w}{V_v}$ 2.4
 Despejando V_w $V_w = V_v G_w$
 Como $V_v = e$
 Sustituyendo V_v $V_w = G_w e$ 2.7
 Como $e = V_a + V_w$
 Se conoce que $V_w = G_w$
 Sustituyendo en 2.7 $V_a = e - (G_w e)$
 Simplificando $V_a = e(1 - G_w)$

Fig 2.9

• Suelos saturados

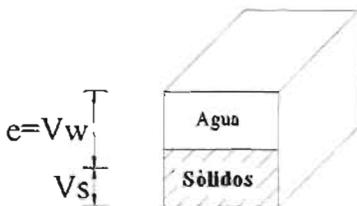


Fig 2.10

En un suelos saturado el $V_a = 0$
 Por lo tanto $V_m = V_s + V_w + 0$
 Considerando el volumen de sólidos virtualmente igual a la unidad y el volumen de vacíos equivalente al volumen de agua
 Se tiene entonces que la relación de vacíos $e = V_w$
 y el $V_s = 1$

Fig 2.10

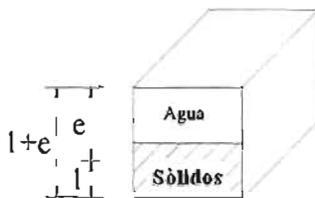


Fig 2.11

Por lo tanto el $V_m = e + 1$
 Fig 2.11

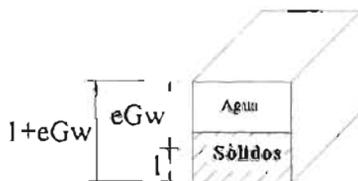


Fig 2.12

Como el $V_v = e G_w$
 Entonces el Volumen de la muestra $V_m = 1 + (e G_w)$

Fig 2.12

2.2.2 Relaciones Gravimétricas

• Suelo seco.

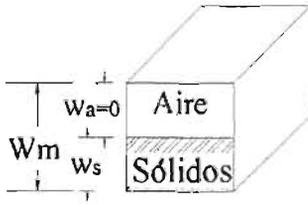


Fig 2.13

En los suelos secos el peso del aire W_a se considera nulo. por lo tanto.

$$W_m = W_s + 0$$

Fig 2.13

Como el peso de los sólidos W_s se obtiene a partir de la densidad de sólidos

La densidad de sólidos S_s es
$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} \quad 2.8$$

Y el peso volumétrico de sólidos $\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad 2.9$

Y como el $V_s = 1$, sustituyendo 2.9 y 2.8
$$W_s = S_s \gamma_o$$

Fig 2.14

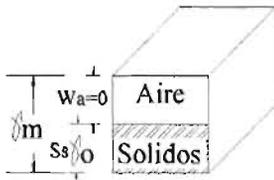


Fig 2.14

Sustituyendo 2.9 en 2.8

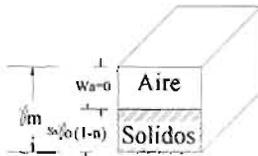


Fig 2.15

Despejando

De 2.6

Sustituyendo 2.6 en 2.10

$$S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_o}$$

$$W_s = \gamma_o S_s \quad 2.10$$

$$V_s = 1 - n$$

$$W_s = \gamma_o S_s (1 - n)$$

Fig 2.15

Suelos parcialmente saturados.



Fig 2.16

En un suelo saturado $W_m = W_s + W_w + 0$

$$W_w = e \gamma_o \quad 2.11$$

$$W_s = V_s S_s \quad 2.12$$

Fig 2.16

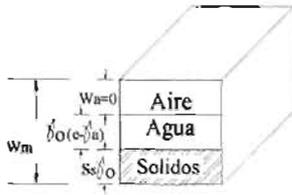


Fig 2.17

La relación de vacíos
Sustituyendo 2.13 en 2.11
De 2.12

$$e = V_w + V_a \quad 2.13$$

$$W_w = e \gamma_o V_a$$

$$W_s = \gamma_o S_s V_s \quad 2.14$$

Fig 2.17

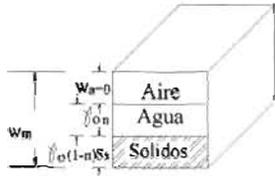


Fig 2.18

Como
Sustituyendo 2.15 en 2.11
De 2.6
Sustituyendo 2.6 en 2.14

$$n = \frac{V_w}{V} + \frac{V_a}{V} \quad 2.15$$

$$W_w = n \gamma_o V$$

$$\frac{V_a}{V} = 1 - n$$

$$W_s = \gamma_o S_s V (1 - n)$$

Fig 2.18

Suelo saturado

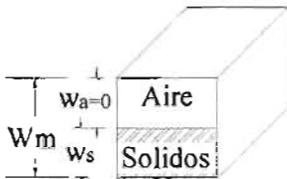


Fig 2.19

En los suelos saturados el peso de la muestra es igual a:

$$W_m = W_a + W_s$$

Fig 2.19

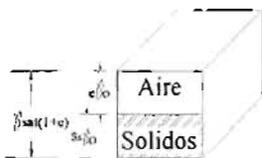


Fig 2.20

Si se conoce que
Por lo tanto
Como
Luego entonces

$$V_m = 1 + e$$

$$W_m = \gamma_{osat} (1 + e)$$

$$e = \frac{V_a}{V}$$

$$W_a = e \gamma_o V$$

Fig 2.20

Como
Luego entonces
De 2.6

$$n = \frac{V_a}{V}$$

$$W_a = n \gamma_o V$$

$$\frac{V_a}{V} = 1 - n$$

Sustituyendo 2.6 en 2.14

$$W_s = \gamma_o S_s V (1 - n)$$

Fig 2.21

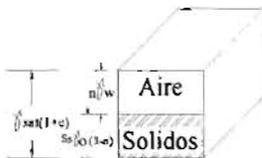


Fig 2.21

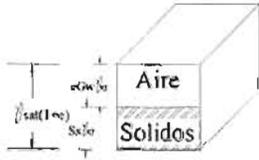


Fig 2.22

De 2.4

Despejando

Se sabe que

Entonces

De 2.11

Sustituyendo

$$G_w = \frac{V_w}{V_v}$$

$$V_w = V_v G_w;$$

$$V_v = e$$

$$V_w = G_w e$$

$$W_w = V_w \gamma_o$$

$$W_w = e G_w \gamma_o$$

Fig 2.22

En el siguiente ejemplo se encuentran expresiones en función de un valor a partir de variables conocidas

Ejemplo 2.1

Si se conoce la relación de vacíos y la densidad de sólidos de una muestra de suelo totalmente saturada, encontrar una expresión que en función de dichas variables proporcione el contenido de agua.

De la expresión matemática que establece la relación del contenido de agua

$$w\% = \frac{W_w}{W_s} \quad 2.3$$

y como:

$$W_w = \gamma_o V_w \dots\dots 2.11$$

En un suelo totalmente saturado el:

$$V_w = e \quad 2.16$$

Sustituyendo 2.16 en 2.11

$$W_w = \gamma_o e \quad 2.17$$

De la expresión matemática para la obtención de la densidad de sólidos.

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} \quad 2.8$$

de 2.9

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad 2.9$$

Sustituyendo

$$S_s = \frac{W_s}{\gamma_o V_s}$$

Despejando: W_s

$$W_s = \gamma_o V_s S_s \dots\dots 2.14$$

Sustituyendo en 2.3 el valor de 2.17 y 2.14

$$w\% = \frac{\gamma_o e}{\gamma_o V_s S_s}$$

Eliminando el γ_o y considerando el $V_s = 1$

$$w\% = \frac{e}{S_s}$$

Despejando e

$$e = S_s w\%$$

El problema anterior se resolvió considerando el suelo totalmente saturado; si el suelo hubiera estado parcialmente saturado el $W\%$ variaría de acuerdo al C_i .

Ejemplo 2.2

Para obtener el volumen de aire y el volumen de agua en función del G_w y e , se desarrollan las siguientes expresiones:

De la expresión matemática que establece la relación gravimétrica del grado de saturación

$$\text{De 2.4} \quad G_w = \frac{V_w}{V_v} \quad 2.4$$

$$\text{Despejando} \quad V_w = G_w V_v$$

$$\text{Conociendo que} \quad V_v = e$$

$$\text{Entonces} \quad V_w = G_w e \dots \quad 2.7$$

$$\text{Se sabe que} \quad V_v = V_a + V_w \quad 2.15$$

$$\text{Sustituyendo 2.15 en 2.7 y despejando} \quad e = V_a + G_w e$$

$$\text{Despejando } V_a: \quad V_a = e - G_w e$$

$$\text{Simplificando} \quad V_a = e(1 - G_w)$$

$$\text{De 2.3} \quad W\% = \frac{W_w}{W_s}$$

$$\text{Conociendo que} \quad W_w = \gamma_w V_w \quad 2.16$$

$$\text{Sustituyendo 2.7 en 2.16} \quad W_w = \gamma_w e G_w \quad 2.17$$

$$\text{De 2.10} \quad W_s = S_s \gamma_s \dots \quad 2.10$$

$$\text{Sustituyendo 2.10 y 2.17 en 2.3} \quad W\% = \frac{\gamma_w e G_w}{S_s \gamma_s}$$

$$\text{Simplificando} \quad W\% = \frac{e G_w}{S_s}$$

Ejemplo 2.3

Conocida la relación de vacíos y la densidad de sólidos de un suelo totalmente saturado ¿Cual es la expresión en función de estos que da el valor del peso volumétrico saturado ?

De la expresión matemática para calcular el peso volumétrico saturado

$$\gamma_{sat} = \frac{W_m}{V_m} \quad 2.18$$

$$\text{Se sabe que} \quad W_m = W_s + W_w \quad 2.19$$

$$\text{De 2.8} \quad S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_n} \quad 2.8$$

$$\text{De 2.14} \quad W_s = V_s S_s \gamma_n \quad 2.14$$

$$\text{De 2.11} \quad W_w = \gamma_w V_w \quad 2.11$$

$$\text{Conociendo que} \quad V_w = e$$

$$\text{Sustituyendo en 2.11} \quad W_w = \gamma_w e \quad 2.17$$

$$\text{Sustituyendo 2.17 y 2.14 en 2.19} \quad W_m = V_s S_s \gamma_n + \gamma_w e \quad 2.20$$

$$\text{Se supone que} \quad V_s = 1$$

$$\text{Se sabe que} \quad V_m = 1 + e \quad 2.21$$

$$\text{Sustituyendo 2.20 y 2.21 en 2.18 y simplificando} \quad \gamma_{sat} = \frac{(S_s + e) \gamma_n}{1 + e}$$

2.3 OBTENCIÓN EN LABORATORIO DE LAS PROPIEDADES INÍDICE

2.3.1 Obtención de la Relación de vacíos

La Relación de vacíos es la relación entre el volumen de vacíos V_v y el volumen de sólidos V_s y representa el porcentaje de vacíos existentes en los sólidos del suelo.

El procedimiento para obtener la relación de vacíos es el siguiente

▪ **Equipo mínimo necesario para la prueba**

- a) Parafina
- b) Balanza con aproximación de 0.01 gr.
- c) Parrilla
- d) Recipiente metálico
- e) Horno de secado
- f) Brocha.

▪ **Ejecución de la prueba.**

1. Se labra una muestra de suelo de forma regular de aproximadamente uno punto cinco (1.5) cm³ centímetros cúbicos.
2. Después se pesa la muestra de suelo en su estado natural y se derrite la parafina junto con la breya en un recipiente metálico previamente calentado para cubrir la muestra con esta mezcla.
3. Se obtiene el peso de la mezcla
4. Se pesa la muestra de suelo más parafina, menos el peso de la muestra de suelo. (El peso de la mezcla es igual al peso de la muestra más parafina menos el peso de la muestra de suelo)
5. Adicionalmente se coloca agua en un vaso de precipitado y se anota en la hoja de registro, el volumen de agua.
6. Luego se sumerge la muestra de suelo mas parafina en el vaso de precipitado con agua y se registra el incremento de volumen Δ_v (El incremento de volumen Δ_v es igual al volumen final menos el volumen inicial de agua).
7. Se calcula el volumen de la muestra mas parafina: $V_{m+p} = (\text{Volumen de la muestra mas parafina}) / \rho_p = W_p / (0.97)$.
 W_p = peso de la parafina.

Una vez conocido el peso de la parafina y su peso específico (0.97) se determina el volumen de parafina, y se obtiene el volumen de la muestra de suelo.

$$V_m = (V_{m+p}) - V_p$$

V_m = Volumen de la muestra de suelo

V_{m+p} = Volumen de la muestra de suelo mas parafina.

V_p = Volumen de parafina

8. Se obtiene el V_s a partir de la expresión para la obtención de la densidad de sólidos.

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad 2.8$$

Sustituyendo 2.9 en 2.8

$$S_s = \frac{V_s}{\gamma_w}$$

Despejando V_s

$$V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma_w} \quad 2.22$$

Conocido el volumen de la muestra y el volumen de sólidos se calcula el volumen de vacíos.

$$V_v = V_m - V_s \quad 2.23$$

Finalmente se sustituyen 2.23 y 2.22 en 2.1

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad 2.1$$

2.3.1 OBTENCIÓN DE LA POROSIDAD EN LABORATORIO

La relación de vacíos y la porosidad son valores relacionados con la densidad de sólidos y vacíos del suelo.

Cuando el suelo está sometido a esfuerzos de compresión se observa que la relación de vacíos y la porosidad tienen un comportamiento diferente.

- En la relación de vacíos, el V_v presenta un cambio y el volumen de sólidos permanece constante
- En la porosidad el volumen de vacíos y el volumen de la muestra cambian

La porosidad

$$n = \frac{V_v}{V_m} \quad 2.2$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad 2.1$$

La relación de vacíos, es un valor que se utiliza para obtener resultados relacionados con las deformaciones volumétricas y la porosidad con valores relacionados con la permeabilidad del suelo.

$$n = \frac{e}{1+e} \quad 2.24$$

Para obtener la porosidad en función de la relación de vacíos se considera que el volumen de vacíos es igual a e y el volumen de sólidos igual a 1

De 2.2
$$n = \frac{V_v}{V_m} \quad 2.2$$

Se conoce que
$$V_v = e \quad 2.25$$

Entonces
$$V_m = (1 + e) \quad 2.26$$

Sustituyendo 2.25 y 2.26 en 2.2

$$n = \frac{e}{1+e}$$

▪ Equipo mínimo necesario para la prueba

- Mercurio.
- Cápsulas de porcelana
- Horno de secado.
- Balanza de precisión.
- Probeta graduada.
- Vernier.

▪ Ejecución de la prueba

- Se labra una muestra de suelo de aproximadamente uno punto cinco (1.5) centímetros cúbicos, y se calcula el volumen de la muestra con un vernier.
- Otra opción es sumergir la muestra de suelo en un recipiente con mercurio
- Se obtiene el peso del mercurio desplazado y se multiplica por su peso específico.
- Se deja secar la muestra durante 24 horas a una temperatura de 100°C.

5. Una vez seca se registra el peso de los sólidos.

Con los valores obtenidos se divide el peso de sólidos entre el peso volumétrico de los sólidos γ_s .

$$V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma_o} \quad 2.22$$

6. El peso volumétrico de los sólidos γ_s se obtiene a partir de la relación 2.8:

$$\frac{S}{s} = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} \quad 2.8$$

7. El volumen de vacíos se obtiene al restar el volumen de la muestra menos el volumen de sólidos.

$$V_v = V_t - V_s$$

8. La porosidad se obtiene al dividir el volumen de vacíos y el volumen total

2.4 OBTENCION DE LA COMPACIDAD RELATIVA EN LABORATORIO

La compactación relativa tiene como objetivo conocer la compactación que tiene un suelo granular en su estado natural, con respecto a sus estados más alto y más compacto determinados en el laboratorio. La compactación se define como el grado de acomodación que tienen las partículas de un suelo, el cual es un factor determinante en la resistencia a la compresión, deformación y permeabilidad de los suelos.

La compactación relativa se establece analíticamente con la siguiente expresión:

$$Cr = \frac{e_{max} - e_{nat}}{e_{max} - e_{min}}$$

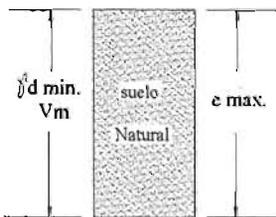


Fig 2.20

Suelo suelto con el acomodamiento estructural alterado y relación de vacíos máxima

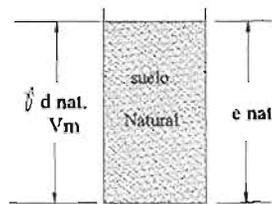


Fig 2.21

Suelo con el acomodamiento estructural inalterado y relación de vacíos natural

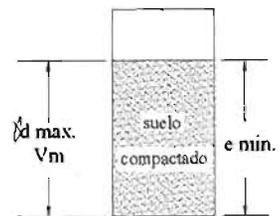


Fig 2.22

Suelo suelto con el acomodamiento estructural alterado y relación de vacíos mínima

Para llegar a la expresión anterior se tienen en cuenta las siguientes consideraciones:

- a) Que se utiliza un molde con la misma capacidad (2,830 cm³) para los tres estados de compactación.
- b) Que se utiliza una sola muestra de suelo en partes iguales para los 3 estados: (natural, suelto y compacto) (Fig 2.20), (Fig 2.21), y (Fig 2.22)

c) Que para vaciar el suelo en su estado suelto se somete previamente al suelo a un proceso de disgregación y posteriormente se compacta.

La siguiente expresión se establece con base a las suposiciones anteriores.

$$C_r = \frac{(e_{\max} - e_{nat})}{(e_{\max} - e_{\min})} = \frac{\gamma_{d\max} (\gamma_{d\text{nat}} - \gamma_{d\min})}{\gamma_{d\text{nat}} (\gamma_{d\max} - \gamma_{d\min})} = \quad 2.27$$

Donde

C_r = compactación relativa.

e_{\max} = relación de vacíos del suelo en su estado más suelto.

e_{\min} = relación de vacíos del suelo en su estado más compacto.

e_{nat} = relación de vacíos del suelo en su estado natural.

$\gamma_{d\max}$ = peso volumétrico seco del suelo en su estado más compacto.

$\gamma_{d\text{nat}}$ = peso volumétrico seco del suelo en su estado más suelto.

$\gamma_{d\min}$ = peso volumétrico seco del suelo en su estado más suelto.

Peso específico seco máximo $\gamma_{d\max}$.

$$\gamma_{d\max} = \frac{W_s}{V_m} = \frac{W_s}{V_s + V_{v\min}} \quad 2.28$$

De 2.9 $\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad 2.9$

Sustituyendo W_s de 2.9 en 2.28 $\gamma_{d\max} = \frac{V_s \gamma_s}{V_s + V_{v\min}}$

Si $V_s = 1$ $\gamma_{d\max} = \frac{\gamma_s}{1 + e_{\min}} \quad 2.29$

Peso específico natural $\gamma_{d\text{nat}}$.

$$\gamma_{d\text{nat}} = \frac{W_s}{V_m} \quad 2.30$$

De 2.9 $W_s = V_s \gamma_s$

Sustituyendo W_s de 2.9 en 2.30

Si $V_s = 1$ $\gamma_{d\text{nat}} = \frac{\gamma_s}{1 + e_{\text{nat}}} \quad 2.31$

Peso específico mínimo $\gamma_{d\min}$

$$\gamma_{d\min} = \frac{W_s}{V_m} = \frac{V_s \gamma_s}{V_s + V_{v\max}} \quad 2.32$$

Si $V_s = 1$

$$\gamma_{d\min} = \frac{\gamma_s}{1 + e_{\max}} \quad 2.33$$

De la expresión 2.29, 2.31 y 2.33

$$e_{\min} = \frac{\gamma_s - \gamma_{d \max}}{\gamma_{d \max}} \quad 2.34$$

$$e_{\max} = \frac{\gamma_s - \gamma_{d \min}}{\gamma_{d \min}} \quad 2.35$$

$$e_{\max} = \frac{\gamma_s - \gamma_{d \text{nat}}}{\gamma_{d \text{nat}}} \quad 2.36$$

Sustituyendo 2.34, 2.35 y 2.36 en 2.27 se tiene:

$$C_r = \frac{\gamma_{d \max} (\gamma_{d \text{nat}} - \gamma_{d \min})}{\gamma_{d \text{nat}} (\gamma_{d \max} - \gamma_{d \min})}$$

▪ *Equipo mínimo necesario para la prueba*

- Martillo con guía vertical de dos punto cuarenta y ocho (2.48) Kg de peso con caída libre de treinta punto cinco (30.5) cm y recipiente para pruebas de compactación Proctor Estándar con anillo de extensión. (Foto 2.1)
- Muestra de suelo con un peso aproximado de siete (7.0) Kg
- Vernier.
- Recipiente volumétrico con vertedor.
- Probeta graduada.
- Cucharón de lámina.
- Enrasador.
- Báscula de veinte (20) Kg. de capacidad y cero punto uno (0.1) gramos de aproximación.



Foto 2.1
Recipiente para prueba de compactación y martillo con guía vertical

Obtención del Peso Volumétrico Seco Natural

- Con base a la fórmula del peso volumétrico natural

$$\gamma_{d \text{nat}} = \frac{W_s}{V_m}$$

- Se obtiene el volumen del cilindro de compactación (foto 2.3)
- Para obtener el peso de la muestra de suelo en su estado natural se resta el peso del molde vacío menos el peso del molde con suelo W_s

$$W_{\text{suelo}} = W_{\text{molde vacío}} - W_{\text{molde con suelo}}$$

Obtención del Peso Volumétrico Seco Mínimo.

Para obtener el peso volumétrico seco mínimo ($\gamma_{d \min}$).

Se disgrega la muestra seca de suelo, sin romper los granos de suelo, se depositan en el recipiente cilíndrico de volumen conocido (novecientos cuarenta y cuatro 944 cm^3) por medio de un cucharón de lámina y se deja caer el suelo desde una altura de treinta (30) cm.

Al momento en que el recipiente se encuentra lleno con el suelo disgregado, se enrasa el suelo sin compactar y se obtiene el peso de los



Foto 2.3
Medición del cilindro de compactación

sólidos W_s .

$$W_{s\min} = (W_{s,m} - W_m)$$

Donde:

$W_{s,m}$ = peso del suelo más el peso del molde.

W_m = peso del molde.

El peso volumétrico seco mínimo es:

$$\gamma_{d\min} = \frac{W_{s\min}}{V_t}$$

$V_t = 944.0 \text{ cm}^3$ aproximadamente.

$W_{s\min}$ = peso de sólidos.

Obtención del Peso Volumétrico Seco Máximo

1. Se colocan tres capas de suelo compactado en el recipiente metálico.
2. Para compactar la primera capa de suelo se coloca un volumen de suelo tomado de manera intuitiva y se compacta por medio del martinete con 25 golpes proporcionados de manera uniforme con una altura libre de caída de treinta (30) cm y se registra el peso y la altura de compactación obtenida.
3. Para la segunda capa se coloca el extensómetro y se repite el mismo procedimiento anterior de compactación.
4. Una vez que la última capa de suelo no sobrepasa dos (2) centímetros del borde superior del molde, se quita el sobrante de suelo y se enrasa.
5. Se registra el peso del suelo y se obtiene el peso volumétrico seco máximo

$$\gamma_{d\max} = \frac{W_{s\max}}{V_m}$$

Una vez obtenidos los pesos volumétricos, se calcula la compactación relativa del suelo en estudio.

$$C_r = \frac{\gamma_{d\max} (\gamma_{d\text{real}} - \gamma_{d\min})}{\gamma_{d\text{real}} (\gamma_{d\max} - \gamma_{d\min})}$$

Ejemplo 2.4

Si la altura de compactación alcanzada es de cuatro (4) cm. Con un peso de suelo de cuatrocientos (400) gr. y la altura total del cilindro es de once (11) cm. ¿Cuánto se necesita poner de peso a las otras dos capas para obtener la compactación de enrase del borde del cilindro?

El volumen compactado es igual al área del cilindro por la altura de compactación.

$$V_c = (A_c \times h_c)$$

V_c = volumen compactado.

A_c = área del cilindro

h_c = altura de compactación.

$$V_c = \frac{\pi d^2}{4 \times h^2}$$

d = diámetro del molde.

En el molde:

$d = 10.45 \text{ cm}$.

$h=4\text{cm}$.

$$V_c = \frac{\pi(10.45)^2 \times 4}{4} = 343.07$$

Como el volumen del cilindro es igual a novecientos cuarenta y cuatro (944) cm³.

Se establece una regla de 3 en la que el

$$\frac{\text{Peso del suelo compactado} \cdot (W_{sc})}{\text{Volumen compactado} \cdot (V_c)} = \frac{\text{Peso del suelo por compactar} \cdot (W)}{\text{Volumen del cilindro} \cdot (V_{ci})}$$

$$w = \frac{V_{ci} W_{sc}}{V_c}$$

$$w = \frac{944.0 \times 400.0}{343.06} = 1100.68 \text{gr.}$$

Como son 2 capas el peso para cada capa será de 550.34 gr.

2.5 GRADO DE SATURACION

El grado de saturación representa el porcentaje de vacíos ocupados con agua en relación con la muestra de suelo.

- *Equipo mínimo necesario para la prueba*

- a) Recipientes para humedad (aluminio o latón).
- b) Horno con control de temperatura.
- c) Balanza con precisión +/- 0.01 g. Para especímenes con un peso de 200.0 g. o menos.

- *Ejecución de la prueba.*

De la ecuación 2.4: $G_w = \frac{V_w}{V_v} \quad 2.4$

G_w = Grado de saturación.

V_w = Volumen de agua.

V_v = Volumen de vacíos.

1. Se calcula el volumen de agua y el volumen de suelo con el método del peso equivalente del mercurio, el cual enuncia que el volumen desplazado de mercurio por la muestra de suelo, es igual al volumen desplazado de mercurio multiplicado por su peso específico.

$$\gamma_{hg} \times W_{hg} \text{ desplazado} = \text{Peso de la muestra de suelo}$$

V_m = volumen de la muestra.

γ_{hg} = peso específico del mercurio.

W_{hg} = peso del mercurio.

2. Se registra el peso de la muestra de suelo.

$$W_m = W_s + W_w.$$

W_m = Peso de las muestra.

W_s = Peso de sólidos.

W_w = Peso del agua contenido en la muestra.

3. Se coloca la muestra de suelo en el horno de secado durante 24 horas a una temperatura de cien (100)° C para obtener el peso de sólidos.

Se considera que el volumen de agua es equivalente a:

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_o}$$

Como el Volumen de vacíos es

$$V_v = V_m - V_s.$$

De 2.22.

$$V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma_o} \quad 2.22$$

Finalmente se obtiene

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} \quad 2.4$$

2.6 OBTENCIÓN DEL CONTENIDO DE AGUA

El contenido de agua de un suelo, es la relación entre el peso del agua y el peso de los sólidos en una muestra de suelo. El procedimiento para obtener en laboratorio el contenido de agua de un suelo, consiste en obtener el peso de la muestra de suelo en su estado húmedo, el peso de la misma muestra en su estado seco y luego calcular la relación porcentual entre el peso del agua eliminada y el peso total de la muestra seca o peso de los sólidos.

La importancia del contenido de agua en un suelo, se debe a que su valor es un indicador ligado intrínsecamente a propiedades de suelos con valores estandarizados que sirven para inferir granulometría, plasticidad, estabilidad, y actividad del suelo, lo que implica que la capacidad de retención de agua de un suelo depende en gran medida del tamaño, forma y acomodo estructural de los suelos.

Algunas de los fenómenos que se presentan con la presencia del agua son los siguientes.

- *Expansión o contracción de suelos cohesivos al incrementar o reducir su contenido de humedad.*
- *Los suelos colapsables son suelos no saturados que experimentan, cuando están sujetos a saturación, un reacondo de sus partículas y un excesivo decremento en su volumen con o sin la aplicación de cargas externas.*
- *El comportamiento de una arcilla con contenido de agua de un cincuenta (50)%, es menos compresible y más resistente al esfuerzo cortante*
- *El comportamiento de una arcilla cuando tiene un contenido de agua del 200% la convierte en un suelo más compresible y con menor resistencia al esfuerzo cortante;*
- *Muchas arenas soportan una carga vehicular alta, de forma proporcional al contenido de agua contenida en la muestra de suelo, sin embargo una arena saturada no presenta estabilidad o resistencia ante la presencia de sobrecargas debido a que los cementantes naturales se disuelven con la presencia de agua.*

El contenido de agua es una relación del suelo expresada porcentualmente así

$$W\% = \frac{W_w}{W_s} \times 100\%$$

Donde:

$W\%$ = contenido de agua

W_w = peso del agua

W_s = peso del suelo seco.

Algunos valores típicos del contenido de agua para diferentes suelos se muestran en la (Tabla 2.6)

Tipo de suelo	w%	
Arena uniforme	Suelta	32.0
	Densa	19.0
Arenas bien graduadas	Suelta	22.0
	Densa	9.0
Limo	Baja plasticidad	30.0
	Alta plasticidad	80.0
Arcillas inorgánicas	Blanda	45.0
	Dura	22.0
Arcilla orgánica	Bajo contenido de materia orgánica	70.0
	Alto contenido de materia orgánica	110.0
Bentonita	Blanda	194.0
Arcilla de la cd de Mexico		300 -500
Arcilla altamente compresible		1000.0

Tabla 2.6

Valores estandarizados del contenido de agua en suelos

▪ **Equipo mínimo necesario para la prueba**

- Balanza digital con aproximación de 0.01 gr.
- Vidrios de reloj o refractario.
- Horno de secado a temperatura constante a 110°C foto 2.4
- Pinzas
- Guantes
- Espátula.

▪ **Ejecución de la prueba.**

1. Se registra el peso del vidrio de reloj, así como el peso de este con una muestra de suelo húmedo de aproximadamente 50 – 80 gr, en su estado natural.

W_{ch} peso de la cápsula más suelo húmedo.

2. Se seca la muestra de suelo durante 24 horas a 80°C y posteriormente se registra el peso de la muestra seca

W_{cs} (peso de capsula más suelo seco).

El peso del agua se obtiene de la diferencia entre el peso de la cápsula más suelo húmedo restado al peso de cápsula más suelo seco.

$$W_w = W_{ch} - W_{cs}$$

3. Para obtener el peso del suelo seco se resta el peso de la capsula más suelo seco menos el peso de la cápsula.

$$W_s = W_{ch} - W_{cs}$$

4. Se obtiene el contenido de agua y se calcula la relación entre el peso del agua y el peso seco.

$$W\% = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \%$$

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN

LABORATORIO DE COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS

DETERMINACION DEL CONTENIDO DE AGUA

PROYECTO	DRENAJE PROFUNDO		
LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO	Av. Eduardo Molina Est. IV 8+792		
DESCRIPCIÓN DEL SUELO	Suelo de consistencia blanda arcillo arenosa		
CALCULÓ	José Barrios		FECHA DE OBTENCIÓN DE LA MUESTRA
			14-Feb-95

PROFUNDIDAD	15.00-15.60	15.60-16.20	16.20-16.80	17.40-18.00	18.00-18.25	18.25-18.50
ESTACION	IV	IV	IV	IV	IV	IV
No. DE CAPSULA	1	2	3	4	5	6
PESO DE LA CAPSULA + PESO DEL SUELO HUMEDO	75.74	77.15	66.92	69.58	76.48	51.04
PESO DE LA CAPSULA + PESO DEL SUELO SECO	65.08	62.03	48.99	54.4	63.8	48.48
PESO DE LA CAPSULA	59.61	59.26	45.49	45.33	59.72	45.16
PESO SECO DEL SUELO	5.47	2.77	3.5	9.07	4.08	4.32
PESO DEL AGUA	10.66	15.12	17.93	15.8	12.68	1.56
CONTENIDO DE AGUA	194.8	545.84	512.8	167.36	310.78	36.14
OBSERVACIONES	Arcilla arenosa	Arcilla color verde olivo	Arcilla color verde olivo	Limo arenoso	Arcilla arenosa café	Arena

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN

LABORATORIO DE COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS

DETERMINACION DEL CONTENIDO DE AGUA

PROYECTO	DRENAJE PROFUNDO		
LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO	Av. Eduardo Molina Est. IV 8+792		
DESCRIPCIÓN DEL SUELO	Suelo de consistencia blanda arcillo arenosa		
CALCULÓ	José Barrios	FECHA DE OBTENCIÓN DE LA MUESTRA	14-Feb-95

PROFUNDIDAD	15.00-15.60	15.60-16.20	16.20-16.80	19.54-19.61	19.61-19.69	19.80-20.20
ESTACION	IV	IV	IV	IV	IV	IV
No. DE CAPSULA	5-C	6	7-A	7-B	7-C	8
PESO DE LA CAPSULA + PESO DEL SUELO HUMEDO	75.12	77.15	66.29	48.45	70.76	70.08
PESO DE LA CAPSULA + PESO DEL SUELO SECO	67.83	52.22	50.08	43.52	65.74	52.28
PESO DE LA CAPSULA	59.77	45.33	45.55	40.05	59.57	45.22
PESO SECO DEL SUELO	8.06	6.89	4.53	3.47	6.17	7.06
PESO DEL AGUA	7.29	22.67	16.21	4.93	5.02	17.8
CONTENIDO DE AGUA	90.44	329	357	142	81	252
OBSERVACIONES	Limo arenoso arcilla gris	Limo aciloso gris	Arcilla limosa verde olivo	Arena arcillosa	Limo	Arcilla arenosa café

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN

LABORATORIO DE COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS

DETERMINACION DEL CONTENIDO DE AGUA

PROYECTO	DRENAJE PROFUNDO		
LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO	Av. Eduardo Molina EsL IV 8+792		
DESCRIPCIÓN DEL SUELO	Arcilla de consistencia blanda con arenas y limos		
CALCULÓ	José Barrios		FECHA DE OBTENCIÓN DE LA MUESTRA
			14-Feb-95

PROFUNDIDAD	15.00-15.60	20.40-21.00	21.00-21.60	21.60-22.00	22.20-22.80	22.80-23.20
ESTACION	IV	IV	IV	IV	IV	IV
No. DE CAPSULA	8-b	9	10	11	12	13-A
PESO DE LA CAPSULA + PESO DEL SUELO HUMEDO	70.51	77.15	66.92	69.58	76.48	51.04
PESO DE LA CAPSULA + PESO DEL SUELO SECO	65.08	62.03	48.99	54.4	63.8	48.48
PESO DE LA CAPSULA	45.17	59.26	45.49	45.33	59.72	45.16
PESO SECO DEL SUELO	5.47	2.77	3.5	9.07	4.08	4.32
PESO DEL AGUA	17.66	18.71	16.67	9.99	12.68	4.12
CONTENIDO DE AGUA	194.8	545.84	512.8	167.36	310.78	271
OBSERVACIONES	Arcilla arenosa	Limo arcilloso gris	Arcilla arenosa verde olivo	Arcilla arenosa	Arcilla arenosa café	Limo

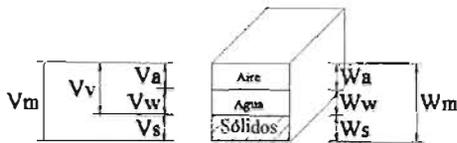
Propiedades Índice de los Suelos

2.1 Introducción

Las propiedades índice, proporcionan una idea general de la naturaleza general de los problemas que se pueden presentar en el subsuelo, tales propiedades son obtenidas de pruebas convencionales y son de carácter obligado en cualquier proyecto.

Estas pruebas convencionales, se establecen considerando que las dimensiones volumétricas del suelo, son de un volumen unitario y un peso equivalente, a partir de esta suposición se establecen expresiones matemáticas con las que se pueden estimar las propiedades del suelo.

El volumen unitario de suelo, se representa gráficamente al considerar que se encuentra conformado de un volumen de agua, aire o vacíos y partículas sólidas. *Fig 2.1*



Donde

- V_v = Volumen de vacíos
- V_w = Volumen de agua
- V_s = Volumen de sólidos
- V_m = Volumen de la muestra
- V_a = Volumen de aire

Figura 2.1

Representación esquemática de las relaciones volumétricas y gravimétricas del suelo

Volumen de vacíos V_v

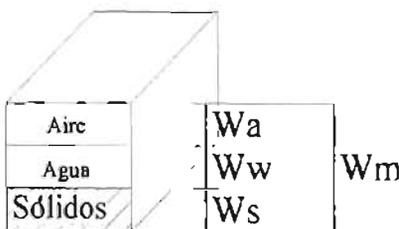
El volumen de vacíos representa los espacios existentes entre las partículas de sólidos de suelo, debido al acomodo que sufren al encontrarse como depósitos, o bien como producto del intemperismo.

Volumen de sólidos V_s

Es el conjunto de sólidos del suelo, que constituyen estructuralmente la masa de suelo y varían en tamaño forma y textura según su formación geológica.

Volumen de agua V_w

Es la cantidad de agua en el suelo, cuyo volumen depende de la cantidad de vacíos del suelo.



De acuerdo al volumen de vacíos e ocupado por el agua en la masa de suelo, el suelo se clasifica en:

- Suelo en estado saturado.
- Suelo en estado parcialmente saturado.
- Suelo en estado seco.

cuya relacion en peso es: (fig 2.2)

Figura 2.2

Representación esquemática gravimétrica del suelo

- W_a = peso del aire
- W_w = peso del agua
- W_s = peso de sólidos
- W_m = peso de la muestra

2.2 RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS

• Relación de vacíos.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad 2.1$$

V_v =volumen de vacíos
 V_s =volumen de sólidos

La relación de vacíos es una medida de la densidad del suelo y es por consiguiente una de las características más importantes de un suelo, diversas propiedades del suelo tales como permeabilidad y resistencia a los esfuerzos cortantes están asociadas con la relación de vacíos.

Valores para los diferentes tipos de suelos	
Arena suelta uniforme	0.8
Arena firme uniforme	0.45
Arena firme angulosa compacta	0.4
Arcilla dura	0.6
Arcilla suave	0.9-1.4
Arcilla orgánica suave	2.5-3.2
Limo Uniforme	1.2
Arcillas muy compresibles (Cd. De México)	6.00
Arcillas altamente compresibles	15.0

Tabla 2.1
 Valores de e para diferentes tipos de suelos Del libro de comportamiento de los suelos. De Herrejón de la Torre UNAM. 1976

n	Material
20%	Arenas muy compactas
90%	Arcillas muy compresibles
100%	Aire

Tabla 2.2
 Valores de n para diferentes tipos de suelos Del libro de comportamiento de los suelos De Herrejón de la Torre UNAM. 1976

W %	Suelo
19%	Arena densa
40%	Arcilla glacial saturada
200%	Arcilla bentonítica
300-600%	Arcillas compresibles de la Cd. De México
1000%	Arcillas altamente compresibles

Tabla 2.3
 Valores de w% para diferentes tipos de suelos Del libro de comportamiento de los suelos De Herrejón de la Torre UNAM. 1976

Algunos valores usuales de e se muestran en la Tabla 2.1

▪ Porosidad

$$n\% = \frac{V_v}{V_s} \quad 2.2$$

V_v =volumen de vacíos
 V_s =volumen de sólidos

Como la relación de vacíos, la porosidad es una medida de la densidad del suelo.

Algunos valores característicos de la porosidad en los suelos se muestran en la Tabla 2.2

▪ Contenido de agua

$$W\% = \frac{W_w}{W_s} \quad 2.3$$

Es la relación existente entre la cantidad de agua contenida en un suelo y el peso de los sólidos del suelo, esta propiedad índice obtenida en laboratorio es un valor que proporciona información preliminar del suelo.

En la Cd. de México, las arcillas tienen un contenido de agua cercano al 400%, lo que indica, que el suelo está conformado de partículas de suelo muy finas y que por su estructura y conformación molecular, presentan baja permeabilidad y alta compresibilidad. Las arenas en cambio tienen un contenido de agua cercano al 19-50% lo que indica que está conformado de partículas de suelo de mayor tamaño, característica intrínseca ligada a suelos que presentan una relación de vacíos alta y baja compresibilidad.

Algunos valores del contenido de agua en diferentes suelos se muestran en la (tabla 2.3)

▪ Grado de saturación

$$G_w\% \approx \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad 2.4$$

El grado de saturación, es un valor obtenido en laboratorio el cual se relaciona con algunas propiedades del suelo, tales como la permeabilidad, resistencia al esfuerzo cortante y compresibilidad. (Tabla 2.4)

Gw	Suelo
0%	Suelo seco
1-99%	Suelo parcialmente saturado
100%	Suelo totalmente saturado

Tabla 2.4
Valores de Gw% para diferentes fuses del suelo

Suelo	Seco	Saturado
Tepalcates		
Maximo	1.6	1.95
Mínimo	0.75	1.3
Arena de grano de tamaño uniforme		
Maximo	1.75	2.1
Mínimo	1.4	1.85
Arenas bien graduadas		
Maximo	1.9	2.3
Mnimo	1.55	1.95
Arcilla De la Cd. De Mexico.		
Maximo	1.5	1.2

Tabla 2.5
Pesos volumétricos secos y máximos de los suelos mas representativos

Por lo que

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_m}$$

Algunos ejemplos de pesos volumétricos secos y saturados se muestran en la tabla 2.5

Pesos volumétricos de la muestra

Es la relación del peso total de la muestra entre el volumen de la misma sus unidades usuales son: Ton/m3, gr/cm³.

Peso volumétrico húmedo

Es la relación entre el peso de la muestra húmedo, entre el volumen de la misma sus unidades son: Ton /m3, gr/cm3.

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

Donde:

γ_m - peso volumétrico de la muestra

W_m - peso de la muestra

V_m - volumen de la muestra.

Peso volumétrico seco

Considerando que:
 $W_m = W_s + W_w + W_a$

Donde:

W_m = Peso de la muestra.

W_s = peso de sólidos.

W_w = peso del agua

W_a = Peso del aire

Como $w = 0$

Entonces $\frac{W_m}{m} = \frac{W_s}{s}$

2.2.1 Relaciones Volumétricas

Al establecer relaciones gráficas con base a los tres estados en los que se encuentra el suelo:

- Suelo seco,
- Suelo parcialmente saturado
- Suelo saturado.

Se tiene lo siguiente:

• **Suelos secos**

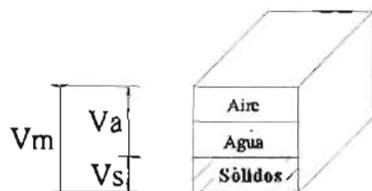


Fig 2.3

En un suelo seco el volumen de agua es nulo por lo que el $V_m = V_s + V_a + 0$

Fig 2.3

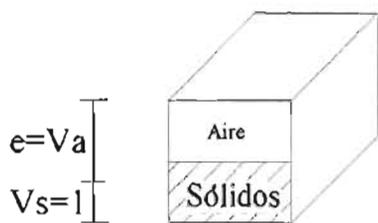


Fig 2.4

Si consideramos el volumen de sólidos y aire, como un volumen virtual unitario tenemos, que la relación de vacíos

$$e = \frac{V_a}{V_s}$$

Y como el

$$V_s = 1$$

Entonces el

$$V_m = V_a + 1$$

Fig 2.4

f:

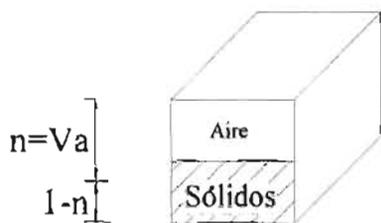


Fig 2.5

La porosidad n es equivalente al volumen de aire y el $V_s + V_{vacíos}$ es virtualmente igual a la unidad
Por lo tanto

$$V_{sólidos} = 1 - n$$

Fig 2.5

• **Suelos parcialmente saturados**

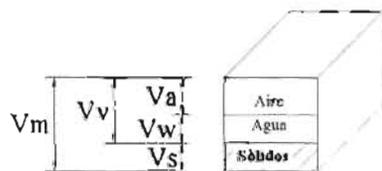


Fig 2.6

En un suelo parcialmente saturado se tiene que:

$$V_m = V_s + V_w + V_a \quad 2.5$$

Fig 2.6

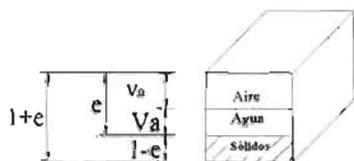


Fig 2.7

El volumen de vacíos es:

$$e = V_a + V_w$$

Considerando que

$$V_m = 1$$

Entonces el

$$V_s = 1 - e$$

Fig 2.7

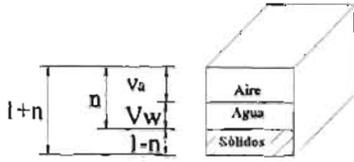


Fig 2.8

La porosidad es

$$n = V_a + V_w$$

Y el

$$V_m = 1 = V_s + n$$

Despejando el volumen de sólidos V_s

$$V_s = 1 - n \quad 2.6$$

Fig 2.8

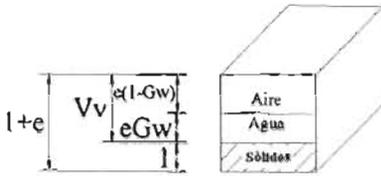


Fig 2.9

El grado de saturación es

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} \quad 2.4$$

Despejando V_w

$$V_w = V_v G_w;$$

Como

$$V_v = e$$

Sustituyendo V_v

$$V_w = G_w e \quad 2.7$$

Como

$$e = V_a + V_w$$

Se conoce que

$$V_w = G_w$$

Sustituyendo en 2.7

$$V_a = e - (G_w e)$$

Simplificando

$$V_a = e(1 - G_w)$$

Fig 2.9

• Suelos saturados

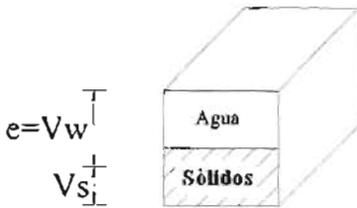


Fig 2.10

En un suelos saturado el $V_a = 0$

Por lo tanto

$$V_m = V_s + V_w + 0$$

Considerando el volumen de sólidos virtualmente igual a la unidad y el volumen de vacíos equivalente al volumen de agua

Se tiene entonces que la relación de vacíos $e = V_w$

y el

$$V_s = 1$$

Fig 2.10

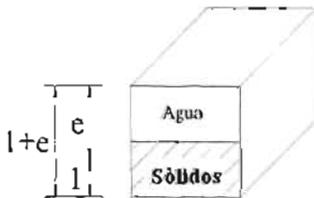


Fig 2.11

Por lo tanto el

$$V_m = e + 1$$

Fig 2.11

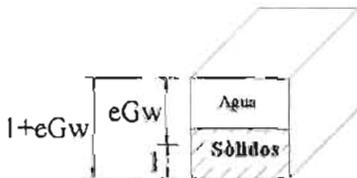


Fig 2.12

Como el

$$V_v = e G_w$$

Entonces el Volumen de la muestra

$$V_m = 1 + (e G_w).$$

Fig 2.12

2.2.2 Relaciones Gravimétricas

• Suelo seco.

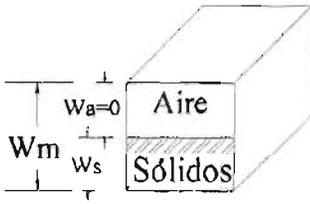


Fig 2.13

En los suelos secos el peso del aire W_a se considera nulo por lo tanto.

$$W_m = W_s + 0$$

Fig 2.13

Como el peso de los sólidos W_s se obtiene a partir de la densidad de sólidos

La densidad de sólidos S_s es
$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} \quad 2.8$$

Y el peso volumétrico de sólidos $\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad 2.9$

Y como el $V_s=1$, sustituyendo 2.9 y 2.8
$$W_s = S_s \gamma_o$$

Fig 2.14

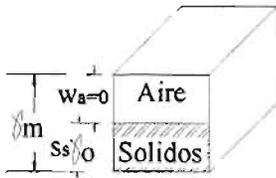


Fig 2.14

Sustituyendo 2.9 en 2.8

$$S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_o}$$

Despejando
$$W_s = \gamma_o S_s \quad 2.10$$

De 2.6
$$V_s = 1 - n$$

Sustituyendo 2.6 en 2.10
$$W_s = \gamma_o S_s (1 - n)$$

Fig 2.15



Fig 2.15

Suelos parcialmente saturados.

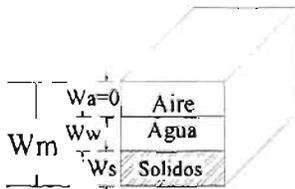


Fig 2.16

En un suelo saturado $W_m = W_s + W_w + 0$

$$W_w = e \gamma_o \quad 2.11$$

$$W_s = V_s S_s \quad 2.12$$

Fig 2.16

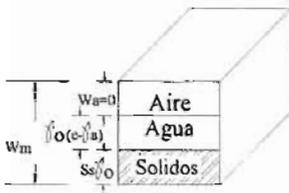


Fig 2.17

La relación de vacíos
Sustituyendo 2.13 en 2.11
De 2.12

$$e = V_w + V_a \quad 2.13$$

$$W_w = e \gamma_o V_a$$

$$W_s = \gamma_o S_s V_s \quad 2.14$$

Fig 2.17



Fig 2.18

Como
Sustituyendo 2.15 en 2.11
De 2.6
Sustituyendo 2.6 en 2.14

$$n = \frac{V_w}{V} + \frac{V_a}{V} \quad 2.15$$

$$W_w = n \gamma_o$$

$$\frac{V_a}{V} = 1 - n$$

$$W_s = \gamma_o S_s (1 - n)$$

Fig 2.18

Suelo saturado

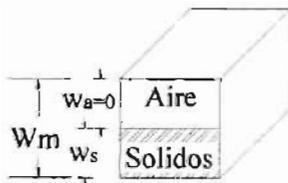


Fig 2.19

En los suelos saturados el peso de la muestra es igual a:

$$W'_m = W'_a + W'_s$$

Fig 2.19



Fig 2.20

Si se conoce que
Por lo tanto
Como
Luego entonces

$$V_m = 1 + e$$

$$W'_m = \gamma_{o\text{sat}} (1 + e)$$

$$e = \frac{V_a}{V}$$

$$W'_a = e \gamma_o$$

Fig 2.20

Como
Luego entonces
De 2.6

$$n = \frac{V_a}{V}$$

$$W'_a = n \gamma_o$$

$$\frac{V_a}{V} = 1 - n$$

Sustituyendo 2.6 en 2.14

$$W'_s = \gamma_o S_s (1 - n)$$

Fig 2.21

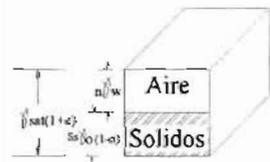


Fig 2.21

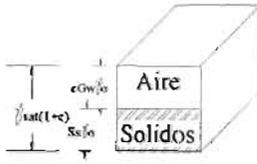


Fig 2.22

De 2.4

Despejando

Se sabe que

Entonces

De 2.11

Sustituyendo

$$G_w = \frac{V_w}{V_v}$$

$$V_w = V_v G_w;$$

$$V_v = e$$

$$V_w = G_w e$$

$$W_w = V_w \gamma_w$$

$$W_w = e G_w \gamma_w$$

Fig 2.22

En el siguiente ejemplo se encuentran expresiones en función de un valor a partir de variables conocidas

Ejemplo 2.1

Si se conoce la relación de vacíos y la densidad de sólidos de una muestra de suelo totalmente saturada, encontrar una expresión que en función de dichas variables proporcione el contenido de agua.

De la expresión matemática que establece la relación del contenido de agua

$$w\% = \frac{W_w}{W_s} \quad 2.3$$

y como:

$$W_w = \gamma_w v_w \dots 2.11$$

En un suelo totalmente saturado el:

$$V_w = e \quad 2.16$$

Sustituyendo 2.16 en 2.11

$$W_w = \gamma_w e \quad 2.17$$

De la expresión matemática para la obtención de la densidad de sólidos.

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} \quad 2.8$$

de 2.9

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad 2.9$$

Sustituyendo

$$S_s = \frac{W_s}{\gamma_o V_s}$$

Despejando: W_s

$$W_s = \gamma_o V_s S_s \dots 2.14$$

Sustituyendo en 2.3 el valor de 2.17 y 2.14

$$w\% = \frac{\gamma_o e}{\gamma_o V_s S_s}$$

Eliminando el γ_o y considerando el $V_s = 1$

$$w\% = \frac{e}{S_s}$$

Despejando e

$$e = S_s w\%$$

El problema anterior se resolvió considerando el suelo totalmente saturado; si el suelo hubiera estado parcialmente saturado el W_w % variaría de acuerdo al G_w .

Ejemplo 2.2

Para obtener el volumen de aire y el volumen de agua en función del G_w y e , se desarrollan las siguientes expresiones:

De la expresión matemática que establece la relación gravimétrica del grado de saturación

De 2.4
$$G_w = \frac{V_w}{V_v} \quad 2.4$$

Despejando
$$V_w = G_w V_v$$

Conociendo que
$$V_v = e$$

Entonces
$$V_w = G_w e \dots \quad 2.7$$

Se sabe que
$$V_v = V_a + V_w \quad 2.15$$

Sustituyendo 2.15 en 2.7 y despejando
$$e = V_a + G_w e.$$

Despejando V_a :
$$V_a = e - G_w e$$

Simplificando
$$V_a = e (1 - G_w).$$

De 2.3
$$W_w \% = \frac{W_w}{W_s}$$

Conociendo que
$$W_w = \gamma_w V_w \quad 2.16$$

Sustituyendo 2.7 en 2.16
$$W_w = \gamma_w e G_w \quad 2.17$$

De 2.10
$$W_s = S_s \gamma_s \dots \quad 2.10$$

Sustituyendo 2.10 y 2.17 en 2.3
$$W_w \% = \frac{\gamma_w e G_w}{S_s \gamma_s}$$

Simplificando
$$W_w \% = \frac{e G_w}{S_s}$$

Ejemplo 2.3

Conocida la relación de vacíos y la densidad de sólidos de un suelo totalmente saturado ¿Cual es la expresión en función de estos que da el valor del peso volumétrico saturado ?

De la expresión matemática para calcular el peso volumétrico saturado

Se sabe que
$$\gamma_{sat} = \frac{W_m}{V_m} \quad 2.18$$

De 2.8
$$W_m = W_s + W_w \quad 2.19$$

De 2.8
$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad 2.8$$

De 2.14
$$W_s = V_s S_s \gamma_w \quad 2.14$$

De 2.11
$$W_w = \gamma_w V_w \quad 2.11$$

Conociendo que
$$V_w = e$$

Sustituyendo en 2.11
$$W_w = \gamma_w e. \quad 2.17$$

Sustituyendo 2.17 y 2.14 en 2.19
$$W_m = V_s S_s \gamma_w + \gamma_w e \quad 2.20$$

Se supone que
$$V_s = 1.$$

Se sabe que
$$V_m = 1 + e \quad 2.21$$

Sustituyendo 2.20 y 2.21 en 2.18 y simplificando
$$\gamma_{sat} = \frac{(S_s + e) \gamma_w}{1 + e}$$

2.3 OBTENCIÓN EN LABORATORIO DE LAS PROPIEDADES INÍDICE

2.3.1 Obtención de la Relación de vacíos

La Relación de vacíos es la relación entre el volumen de vacíos V_v y el volumen de sólidos V_s y representa el porcentaje de vacíos existentes en los sólidos del suelo.

El procedimiento para obtener la relación de vacíos es el siguiente

▪ **Equipo mínimo necesario para la prueba**

- a) Parafina
- b) Balanza con aproximación de 0.01 gr.
- c) Parrilla
- d) Recipiente metálico
- e) Horno de secado
- f) Brocha.

▪ **Ejecución de la prueba.**

1. Se labra una muestra de suelo de forma regular de aproximadamente uno punto cinco (1.5) cm³ centímetros cúbicos.
2. Después se pesa la muestra de suelo en su estado natural y se derrite la parafina junto con la breca en un recipiente metálico previamente calentado para cubrir la muestra con esta mezcla.
3. Se obtiene el peso de la mezcla
4. Se pesa la muestra de suelo más parafina, menos el peso de la muestra de suelo. (El peso de la mezcla es igual al peso de la muestra más parafina menos el peso de la muestra de suelo)
5. Adicionalmente se coloca agua en un vaso de precipitado y se anota en la hoja de registro, el volumen de agua.
6. Luego se sumerge la muestra de suelo mas parafina en el vaso de precipitado con agua y se registra el incremento de volumen Δ_v (El incremento de volumen Δ_v es igual al volumen final menos el volumen inicial de agua).
7. Se calcula el volumen de la muestra mas parafina: $V_{m+p} = (\text{Volumen de la muestra mas parafina}) V_p = W_p(0.97)$.
 W_p = peso de la parafina.

Una vez conocido el peso de la parafina y su peso específico (0.97) se determina el volumen de parafina, y se obtiene el volumen de la muestra de suelo.

$$V_m = (V_{m+p}) - V_p$$

V_m = Volumen de la muestra de suelo

$V_{m,p}$ = Volumen de la muestra de suelo mas parafina.

V_p = Volumen de parafina

8. Se obtiene el V_s a partir de la expresión para la obtención de la densidad de sólidos.

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_u} \quad 2.8$$

Sustituyendo 2.9 en 2.8

$$S_s = \frac{V_s}{\gamma_u}$$

Despejando V_s

$$V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma_u} \quad 2.22$$

Conocido el volumen de la muestra y el volumen de sólidos se calcula el volumen de vacíos.

$$V_v = V_m - V_s \quad 2.23$$

Finalmente se sustituyen 2.23 y 2.22 en 2.1

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad 2.1$$

2.3.1 OBTENCIÓN DE LA POROSIDAD EN LABORATORIO

La relación de vacíos y la porosidad son valores relacionados con la densidad de sólidos y vacíos del suelo.

Cuando el suelo está sometido a esfuerzos de compresión se observa que la relación de vacíos y la porosidad tienen un comportamiento diferente.

- En la relación de vacíos el V_v presenta un cambio y el volumen de sólidos permanece constante
- En la porosidad el volumen de vacíos y el volumen de la muestra cambian

La porosidad

$$n = \frac{V_v}{V_m} \quad 2.2$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad 2.1$$

La relación de vacíos, es un valor que se utiliza para obtener resultados relacionados con las deformaciones volumétricas y la porosidad con valores relacionados con la permeabilidad del suelo.

$$n = \frac{e}{1+e} \quad 2.24$$

Para obtener la porosidad en función de la relación de vacíos se considera que el volumen de vacíos es igual a e y el volumen de sólidos igual a 1

De 2.2
$$n = \frac{V_v}{V_m} \quad 2.2$$

Se conoce que
$$V_v = e \quad 2.25$$

Entonces
$$V_m = (1 + e) \quad 2.26$$

Sustituyendo 2.25 y 2.26 en 2.2

$$n = \frac{e}{1+e}$$

▪ Equipo mínimo necesario para la prueba

- Mercurio.
- Cápsulas de porcelana
- Horno de secado.
- Balanza de precisión.
- Probeta graduada.
- Vernier.

▪ Ejecución de la prueba

- Se labra una muestra de suelo de aproximadamente uno punto cinco (1.5) centímetros cúbicos, y se calcula el volumen de la muestra con un vernier.
- Otra opción es sumergir la muestra de suelo en un recipiente con mercurio
- Se obtiene el peso del mercurio desplazado y se multiplica por su peso específico.
- Se deja secar la muestra durante 24 horas a una temperatura de 100°C.

5. Una vez seca se registra el peso de los sólidos.

Con los valores obtenidos se divide el peso de sólidos entre el peso volumétrico de los sólidos γ_s .

$$V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma_s} \quad 2.22$$

6. El peso volumétrico de los sólidos γ_s se obtiene a partir de la relación 2.8:

$$\gamma_s = \frac{S}{\gamma_o} \quad 2.8$$

7. El volumen de vacíos se obtiene al restar el volumen de la muestra menos el volumen de sólidos.

$$V_v = V_t - V_s$$

8. La porosidad se obtiene al dividir el volumen de vacíos y el volumen total

2.4 OBTENCIÓN DE LA COMPACIDAD RELATIVA EN LABORATORIO

La compactación relativa tiene como objetivo conocer la compactación que tiene un suelo granular en su estado natural, con respecto a sus estados más alto y más compacto determinados en el laboratorio. La compactación se define como el grado de acomodación que tienen las partículas de un suelo, el cual es un factor determinante en la resistencia a la compresión, deformación y permeabilidad de los suelos.

La compactación relativa se establece analíticamente con la siguiente expresión:

$$Cr = \frac{e_{max} - e_{nat}}{e_{max} - e_{min}}$$

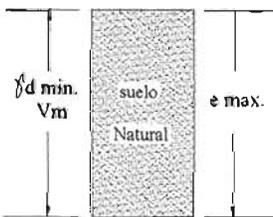


Fig 2.20

Suelo suelto con el acomodamiento estructural alterado y relación de vacíos máxima

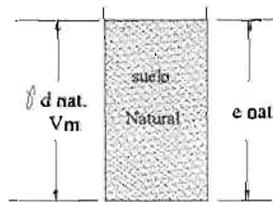


Fig 2.21

Suelo con el acomodamiento estructural inalterado y relación de vacíos natural

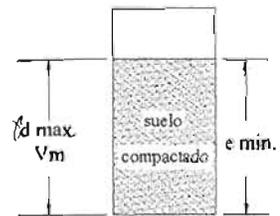


Fig 2.22

Suelo suelto con el acomodamiento estructural alterado y relación de vacíos mínima

Para llegar a la expresión anterior se tienen en cuenta las siguientes consideraciones:

- Que se utiliza un molde con la misma capacidad (2,830 cm³) para los tres estados de compactación.
- Que se utiliza una sola muestra de suelo en partes iguales para los 3 estados: (natural, suelto y compacto) (Fig 2.20), (Fig 2.21), y (Fig 2.22)

c) Que para vaciar el suelo en su estado suelto se somete previamente al suelo a un proceso de disgregación y posteriormente se compacta.

La siguiente expresión se establece con base a las suposiciones anteriores.

$$C_r = \frac{(e_{\max} - e_{nat})}{(e_{\max} - e_{\min})} = \frac{\gamma_{d\max}(\gamma_{dnat} - \gamma_{d\min})}{\gamma_{dnat}(\gamma_{d\max} - \gamma_{d\min})} = 2.27$$

Donde

C_r = compacidad relativa.

e_{\max} = relación de vacíos del suelo en su estado más suelto.

e_{\min} = relación de vacíos del suelo en su estado más compacto.

e_{nat} = relación de vacíos del suelo en su estado natural.

$\gamma_{d\max}$ = peso volumétrico seco del suelo en su estado más compacto.

γ_{dnat} = peso volumétrico seco del suelo en su estado más suelto.

$\gamma_{d\min}$ = peso volumétrico seco del suelo en su estado más suelto.

Peso específico seco máximo $\gamma_{d\max}$.

$$\gamma_{d\max} = \frac{W_s}{V_m} = \frac{W_s}{V_s + V_{v\min}} \quad 2.28$$

De 2.9

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad 2.9$$

Sustituyendo W_s de 2.9 en 2.28

$$\gamma_{d\max} = \frac{V_s \gamma_s}{V_s + V_{v\min}}$$

Si $V_s = 1$

$$\gamma_{d\max} = \frac{\gamma_s}{1 + e_{\min}} \quad 2.29$$

Peso específico natural γ_{dnat} .

$$\gamma_{dnat} = \frac{W_s}{V_m} \quad 2.30$$

De 2.9

$$W_s = V_s \gamma_s$$

Sustituyendo W_s de 2.9 en 2.30

Si $V_s = 1$

$$\gamma_{dnat} = \frac{\gamma_s}{1 + e_{nat}} \quad 2.31$$

Peso específico mínimo $\gamma_{d\min}$.

$$\gamma_{d\min} = \frac{W_s}{V_m} = \frac{V_s \gamma_s}{V_s + V_{v\max}} \quad 2.32$$

Si $V_s = 1$

$$\gamma_{d\min} = \frac{\gamma_s}{1 + e_{\max}} \quad 2.33$$

De la expresión 2.29, 2.31 y 2.33

$$e_{\min} = \frac{\gamma_s - \gamma_{d \max}}{\gamma_{d \max}} \quad 2.34$$

$$e_{\max} = \frac{\gamma_s - \gamma_{d \min}}{\gamma_{d \min}} \quad 2.35$$

$$e_{\max} = \frac{\gamma_s - \gamma_{d \text{nat}}}{\gamma_{d \text{nat}}} \quad 2.36$$

Sustituyendo 2.34, 2.35 y 2.36 en 2.27 se tiene:

$$C_r = \frac{\gamma_{d \max} (\gamma_{d \text{nat}} - \gamma_{d \min})}{\gamma_{d \text{nat}} (\gamma_{d \max} - \gamma_{d \min})}$$

▪ *Equipo mínimo necesario para la prueba*

- Martillo con guía vertical de dos punto cuarenta y ocho (2.48) Kg de peso con caída libre de treinta punto cinco (30.5) cm y recipiente para pruebas de compactación Proctor Estándar con anillo de extensión. (Foto 2.1)
- Muestra de suelo con un peso aproximado de siete (7.0) Kg
- Vernier.
- Recipiente volumétrico con vertedor.
- Probeta graduada.
- Cucharón de lámina.
- Enrasador.
- Báscula de veinte (20) Kg. de capacidad y cero punto uno (0.1) gramos de aproximación.



Foto 2.1
Recipiente para prueba de compactación y martillo con guía vertical

Obtención del Peso Volumétrico Seco Natural

- Con base a la fórmula del peso volumétrico natural

$$\gamma_{d \text{nat}} = \frac{W_s}{V_m}$$

- Se obtiene el volumen del cilindro de compactación (foto 2.3)
- Para obtener el peso de la muestra de suelo en su estado natural se resta el peso del molde vacío menos el peso del molde con suelo W_s

$$W_{\text{suelo}} = W_{\text{molde vacío}} - W_{\text{molde con suelo}}$$

Obtención del Peso Volumétrico Seco Mínimo.

Para obtener el peso volumétrico seco mínimo ($\gamma_{d \min}$).

Se disgrega la muestra seca de suelo, sin romper los granos de suelo, se depositan en el recipiente cilíndrico de volumen conocido (novecientos cuarenta y cuatro 944 cm^3) por medio de un cucharón de lámina y se deja caer el suelo desde una altura de treinta (30) cm.

Al momento en que el recipiente se encuentra lleno con el suelo disgregado, se enrasa el suelo sin compactar y se obtiene el peso de los



Foto 2.3
Medición del cilindro de compactación

sólidos W_s .

$$W_{s\min} = (W_{s-m} - W_m)$$

Donde:

W_{s-m} = peso del suelo más el peso del molde.

W_m = peso del molde.

El peso volumétrico seco mínimo es:

$$\gamma_{d\min} = \frac{W_{s\min}}{V_t}$$

$V_t = 944.0 \text{ cm}^3$ aproximadamente.

$W_{s\min}$ = peso de sólidos.

Obtención del Peso Volumétrico Seco Máximo

1. Se colocan tres capas de suelo compactado en el recipiente metálico.
2. Para compactar la primera capa de suelo se coloca un volumen de suelo tomado de manera intuitiva y se compacta por medio del martinete con 25 golpes proporcionados de manera uniforme con una altura libre de caída de treinta (30) cm y se registra el peso y la altura de compactación obtenida.
3. Para la segunda capa se coloca el extensómetro y se repite el mismo procedimiento anterior de compactación.
4. Una vez que la última capa de suelo no sobrepasa dos (2) centímetros del borde superior del molde, se quita el sobrante de suelo y se enrasa.
5. Se registra el peso del suelo y se obtiene el peso volumétrico seco máximo

$$\gamma_{d\max} = \frac{W_{s\max}}{V_m}$$

Una vez obtenidos los pesos volumétricos, se calcula la compacidad relativa del suelo en estudio.

$$C_r = \frac{\gamma_{d\max} (\gamma_{d\text{nat}} - \gamma_{d\min})}{\gamma_{d\text{nat}} (\gamma_{d\max} - \gamma_{d\min})}$$

Ejemplo 2.4

Si la altura de compactación alcanzada es de cuatro (4) cm. Con un peso de suelo de cuatrocientos (400) gr. y la altura total del cilindro es de once (11) cm. ¿Cuánto se necesita poner de peso a las otras dos capas para obtener la compactación de enrase del borde del cilindro?

El volumen compactado es igual al área del cilindro por la altura de compactación.

$$V_c = (A_c \times h_c)$$

V_c = volumen compactado.

A_c = área del cilindro

h_c = altura de compactación.

$$V_c = \frac{\pi d^2}{4 \times h^2}$$

d = diámetro del molde.

En el molde:

$d = 10.45 \text{ cm}$.

$h=4\text{cm}$.

$$V_c = \frac{\pi(10.45)^2 \times 4}{4} = 343.07$$

Como el volumen del cilindro es igual a novecientos cuarenta y cuatro (944) cm³.

Se establece una regla de 3 en la que el

$$\frac{\text{Peso del suelo compactado} \cdot (W_{sc})}{\text{Volumen compactado} \cdot (V_c)} = \frac{\text{Peso del suelo por compactar} \cdot (W)}{\text{Volumen del cilindro} \cdot (V_{ci})}$$

$$w = \frac{V_{ci} W_{sc}}{V_c}$$

$$w = \frac{944.0 \times 400.0}{343.06} = 1100.68 \text{ gr.}$$

Como son 2 capas el peso para cada capa será de 550.34 gr.

2.5 GRADO DE SATURACION

El grado de saturación representa el porcentaje de vacíos ocupados con agua en relación con la muestra de suelo.

- *Equipo mínimo necesario para la prueba*

- a) *Recipientes para humedad (aluminio o latón).*
- b) *Horno con control de temperatura.*
- c) *Balanza con precisión +/- 0.01 g. Para especímenes con un peso de 200.0 g. o menos.*

- *Ejecución de la prueba.*

De la ecuación 2.4:

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} \quad 2.4$$

G_w = Grado de saturación.

V_w = Volumen de agua.

V_v = Volumen de vacíos.

1. *Se calcula el volumen de agua y el volumen de suelo con el método del peso equivalente del mercurio, el cual enuncia que el volumen desplazado de mercurio por la muestra de suelo, es igual al volumen desplazado de mercurio multiplicado por su peso específico.*

$$\gamma_{hg} \times W_{hg} \text{ desplazado} = \text{Peso de la muestra de suelo}$$

V_m = volumen de la muestra.

γ_{hg} = peso específico del mercurio.

W_{hg} = peso del mercurio.

2. *Se registra el peso de la muestra de suelo.*

$$W_m = W_s + W_w$$

W_m = Peso de la muestra.

W_s = Peso de sólidos.

W_w = Peso del agua contenido en la muestra.

3. Se coloca la muestra de suelo en el horno de secado durante 24 horas a una temperatura de cien (100)° C para obtener el peso de sólidos.

Se considera que el volumen de agua es equivalente a:

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_a}$$

Como el Volumen de vacíos es

$$V_v = V_m - V_s$$

De 2.22.

$$V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma_s} \quad 2.22$$

Finalmente se obtiene

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} \quad 2.4$$

2.6 OBTENCIÓN DEL CONTENIDO DE AGUA

El contenido de agua de un suelo, es la relación entre el peso del agua y el peso de los sólidos en una muestra de suelo. El procedimiento para obtener en laboratorio el contenido de agua de un suelo, consiste en obtener el peso de la muestra de suelo en su estado húmedo, el peso de la misma muestra en su estado seco y luego calcular la relación porcentual entre el peso del agua eliminada y el peso total de la muestra seca o peso de los sólidos.

La importancia del contenido de agua en un suelo, se debe a que su valor es un indicador ligado intrínsecamente a propiedades de suelos con valores estandarizados que sirven para inferir granulometría, plasticidad, estabilidad, y actividad del suelo, lo que implica que la capacidad de retención de agua de un suelo depende en gran medida del tamaño, forma y acomodo estructural de los suelos.

Algunas de los fenómenos que se presentan con la presencia del agua son los siguientes.

- *Expansión o contracción de suelos cohesivos al incrementar o reducir su contenido de humedad.*
- *Los suelos colapsables son suelos no saturados que experimentan, cuando están sujetos a saturación, un reacondicionamiento de sus partículas y un excesivo decremento en su volumen con o sin la aplicación de cargas externas.*
- *El comportamiento de una arcilla con contenido de agua de un cincuenta (50)%, es menos compresible y más resistente al esfuerzo cortante*
- *El comportamiento de una arcilla cuando tiene un contenido de agua del 200% la convierte en un suelo más compresible y con menor resistencia al esfuerzo cortante;*
- *Muchas arenas soportan una carga vehicular alta, de forma proporcional al contenido de agua contenida en la muestra de suelo, sin embargo una arena saturada no presenta estabilidad o resistencia ante la presencia de sobrecargas debido a que los cementantes naturales se disuelven con la presencia de agua.*

El contenido de agua es una relación del suelo expresada porcentualmente así

$$W\% = \frac{W_w}{W_s} \times 100\%$$

Donde:

$W\%$ = contenido de agua

W_w = peso del agua

W_s = peso del suelo seco.

Algunos valores típicos del contenido de agua pura diferentes suelos se muestran en la (Tabla 2.6)

Tipo de suelo	w%	
Arena uniforme	Suelta	32.0
	Densa	19.0
Arenas bien graduadas	Suelta	22.0
	Densa	9.0
Limo	Baja plasticidad	30.0
	Alta plasticidad	80.0
Arcillas inorgánicas	Blanda	45.0
	Dura	22.0
Arcilla orgánica	Bajo contenido de materia orgánica	70.0
	Alto contenido de materia orgánica	110.0
Bentonita	Blanda	194.0
Arcilla de la cd de México		300 -500
Arcilla altamente compresible		1000.0

Tabla 2.6
Valores estandarizados del contenido de agua en
suelos

▪ **Equipo mínimo necesario para la prueba**

- Balanza digital con aproximación de 0.01gr.
- Vidrios de reloj o refractario.
- Horno de secado a temperatura constante a 110°C foto 2.4
- Pinzas
- Guantes
- Espátula.

▪ **Ejecución de la prueba.**

1. Se registra el peso del vidrio de reloj, así como el peso de este con una muestra de suelo húmedo de aproximadamente 50 – 80 gr, en su estado natural.

W_{ch} peso de la cápsula más suelo húmedo.

2. Se seca la muestra de suelo durante 24 horas a 80°C y posteriormente se registra el peso de la muestra seca

W_{cs} (peso de capsula más suelo seco).

El peso del agua se obtiene de la diferencia entre el peso de la cápsula más suelo húmedo restado al peso de cápsula más suelo seco.

$$W_w = W_{ch} - W_{cs}$$

3. Para obtener el peso del suelo seco se resta el peso de la capsula más suelo seco menos el peso de la cápsula.

$$W_s = W_{ch} - W_{cs}$$

4. Se obtiene el contenido de agua y se calcula la relación entre el peso del agua y el peso seco.

$$W\% = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \%$$

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN

LABORATORIO DE COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS

DETERMINACION DEL CONTENIDO DE AGUA

PROYECTO	DRENAJE PROFUNDO		
LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO	Av. Eduardo Molina Est. IV 8+792		
DESCRIPCIÓN DEL SUELO	Suelo de consistencia blanda arcillo arenosa		
CALCULÓ	José Barrios	FECHA DE OBTENCIÓN DE LA MUESTRA	14-Feb-95

PROFUNDIDAD	15.00-15.60	15.60-16.20	16.20-16.80	17.40-18.00	18.00-18.25	18.25-18.50
ESTACION	IV	IV	IV	IV	IV	IV
No. DE CAPSULA	1	2	3	4	5	6
PESO DE LA CAPSULA + PESO DEL SUELO HUMEDO	75.74	77.15	66.92	69.58	76.48	51.04
PESO DE LA CAPSULA + PESO DEL SUELO SECO	65.08	62.03	48.99	54.4	63.8	48.48
PESO DE LA CAPSULA	59.61	59.26	45.49	45.33	59.72	45.16
PESO SECO DEL SUELO	5.47	2.77	3.5	9.07	4.08	4.32
PESO DEL AGUA	10.66	15.12	17.93	15.8	12.68	1.56
CONTENIDO DE AGUA	194.8	545.84	512.8	167.36	310.78	36.14
OBSERVACIONES	Arcilla arenosa	Arcilla color verde olivo	Arcilla color verde olivo	Limo arenoso	Arcilla arenosa café	Arena

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN

LABORATORIO DE COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS

DETERMINACION DEL CONTENIDO DE AGUA

PROYECTO	DRENAJE PROFUNDO		FECHA DE OBTENCIÓN DE LA MUESTRA	14-Feb-95
LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO	Av. Eduardo Molina Est. IV 8+792			
DESCRIPCIÓN DEL SUELO	Suelo de consistencia blanda arcillo arenosa			
CALCULÓ	José Barrios			

PROFUNDIDAD	15.00-15.60	15.60-16.20	16.20-16.80	19.54-19.61	19.61-19.69	19.80-20.20
ESTACION	IV	IV	IV	IV	IV	IV
No. DE CAPSULA	5-C	6	7-A	7-B	7-C	8
PESO DE LA CAPSULA + PESO DEL SUELO HUMEDO	75.12	77.15	66.29	48.45	70.76	70.08
PESO DE LA CAPSULA + PESO DEL SUELO SECO	67.83	52.22	50.08	43.52	65.74	52.28
PESO DE LA CAPSULA	59.77	45.33	45.55	40.05	59.57	45.22
PESO SECO DEL SUELO	8.06	6.89	4.53	3.47	6.17	7.06
PESO DEL AGUA	7.29	22.67	16.21	4.93	5.02	17.8
CONTENIDO DE AGUA	90.44	329	357	142	81	252
OBSERVACIONES	Limo arenoso arcilla gris	Limo aciloso gris	Arcilla limosa verde olivo	Arcilla arcillosa	Limo	Arcilla arenosa café

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN

LABORATORIO DE COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS

DETERMINACION DEL CONTENIDO DE AGUA

PROYECTO	DRENAJE PROFUNDO		
LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO	Av. Eduardo Molina Est. IV 8+792		
DESCRIPCIÓN DEL SUELO	Arcilla de consistencia blanda con arenas y limos		
CALCULÓ	José Barrios	FECHA DE OBTENCIÓN DE LA MUESTRA	14-Feb-95

PROFUNDIDAD	15.00-15.60	20.40-21.00	21.00-21.60	21.60-22.00	22.20-22.80	22.80-23.20
ESTACION	IV	IV	IV	IV	IV	IV
No. DE CAPSULA	8-b	9	10	11	12	13-A
PESO DE LA CAPSULA + PESO DEL SUELO HUMEDO	70.51	77.15	66.92	69.58	76.48	51.04
PESO DE LA CAPSULA + PESO DEL SUELO SECO	65.08	62.03	48.99	54.4	63.8	48.48
PESO DE LA CAPSULA	45.17	59.26	45.49	45.33	59.72	45.16
PESO SECO DEL SUELO	5.47	2.77	3.5	9.07	4.08	4.32
PESO DEL AGUA	17.66	18.71	16.67	9.99	12.68	4.12
CONTENIDO DE AGUA	194.8	545.84	512.8	167.36	310.78	271
OBSERVACIONES	Arcilla arenosa	Limo arcilloso gris	Arcilla arenosa verde olivo	Arcilla arenosa	Arcilla arenosa café	Limo

Densidad de Sólidos

3.1 Introducción

Un suelo, en su forma sólida y concreta se compone de aire, sólidos y agua, en esta liga que existe intrínsecamente entre cada una de las partes, se requiere conocer que porcentaje en peso y volumen representan los sólidos del suelo. Si se considera entonces que el peso específico de cualquier sustancia, se define como el peso unitario del material en cuestión, dividido por el peso unitario del agua destilada a 4°C, y si se consideran solamente los granos del suelo, se tiene que:

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_{\text{agua } 4^{\circ}\text{C}}} \quad 2.8$$

Con esta expresión queda definida analíticamente la gravedad específica del conjunto.

De la expresión 2.8 se sabe que:

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad 2.9$$

Se sustituye la expresión 2.9 en 2.1

$$S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma} \quad 3.1$$

La gravedad específica del material, se calcula utilizando cualquier relación de peso de la sustancia, al peso del agua.

El volumen de un peso conocido de partículas de suelo, se obtiene aplicando el principio de Arquímedes, el cual enuncia lo siguiente: *El peso de un cuerpo, es equivalente al volumen de agua desplazado por este, multiplicado por el peso específico del mismo.*

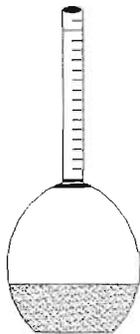


Fig 3.1

Con base a este principio, se supone que se tiene una determinada cantidad de suelo contenida en un recipiente de volumen conocido conteniendo un volumen de suelo cuyo peso es:

$$W_{m+s} = \text{Peso del matraz mas suelo. (fig 3.1)}$$

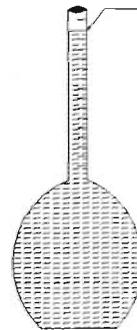


Fig 3.2

Si se supone una cierta cantidad de agua contenida en el mismo recipiente, la cual ocupa un determinado volumen

$$W_{m+w} = \text{Peso del matraz con agua (Fig 3.2)}$$

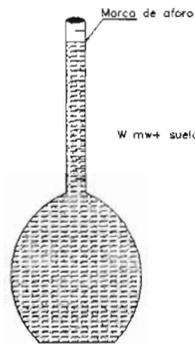


Fig 3.3

Se observa, que al introducir el suelo en el recipiente que contiene el agua, se incrementa el volumen del agua rebasando el limite de aforo (fig3.3)

$W_m + W_{mw} = \text{Volumen de agua excedente}$
 Volumen excedente igual al volumen de sólidos introducido

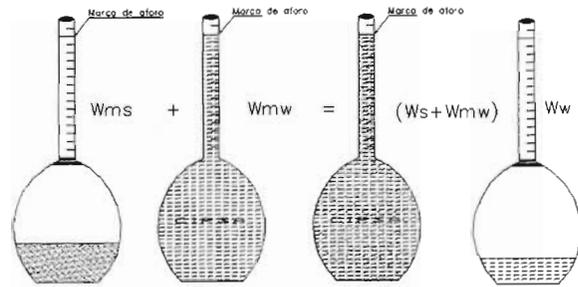


Fig 3.4

El peso del agua, es equivalente al peso de sólidos mas el peso del matraz con agua menos el peso del matraz con agua y sólidos. (Fig 3.4)

$$W_w = W_s + W_{mw} - W_{mws} \quad 3.2$$

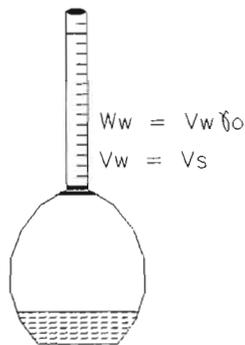


Fig 3.5

Si el $V_w = V_s$ (Fig 3.5)

Si se sabe de la expresión 2.11

$$W_w = V_w \gamma_w \quad 2.11$$

Y de la expresión 2.8

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad 2.8$$

Fig 3.5

Donde:

$S_s =$ Densidad de sólidos

$\gamma_s =$ Peso específico de los sólidos.

$\gamma_w =$ Peso específico del agua

Si el peso volumétrico de sólidos es

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_m} \quad 3.3$$

Sustituyendo la expresión 3.3
$$S_s = \frac{\frac{W_s}{V_m}}{\frac{W_w}{V_m}}$$

Donde

$W_s =$ Peso de sólidos.

$V_m =$ Volumen de la muestra.

$W_w =$ Peso del agua.

Simplificando:

$$S_s = \frac{W_s}{W_w} \quad 3.4$$

Y de la expresión 3.2 el peso del agua W_w es: $W_w = W_s + W_{mw} - W_{mws}$ 3.2

Donde:

W_s = peso de sólidos.

W_{mw} = peso del matraz con agua.

W_{mws} = peso del matraz con agua y sólidos.

Se sustituye la expresión 3.2 en 3.4

$$S_s = \frac{W_s}{W_s + W_{mw} - W_{mws}} \quad 3.5$$

Se obtiene la expresión para obtener la densidad de sólidos en laboratorio.

En la (tabla 3.1) se muestran los valores usuales de la S_s para diferentes tipos de suelos.

Suelo	S_s
Cenizas volcánicas	2.20-2.50
Arenas y gravas	2.50-2.65
Limos orgánicos y Guijarros arcillosos	2.65-2.67
arcillas poco plásticas y medianamente plásticas	2.67-2.72
arcilas expansivas	2.72-2.78

Tabla 3.1

Algunos valores de la densidad de sólidos en diferentes tipos de suelos

3.2 Calibración del Matraz

Si se tiene en consideración, que el peso de un matraz con agua cambia con la variación de la temperatura, se requiere realizar la calibración del matraz a diferentes temperaturas, los valores del peso así obtenidos, se grafican (figura 3.1). En donde la curva de la gráfica tiene como ordenada el peso del matraz con agua hasta la marca de aforo, y como abscisa la temperatura correspondiente.

CURVA DE CALIBRACION DEL MATRAZ No 4

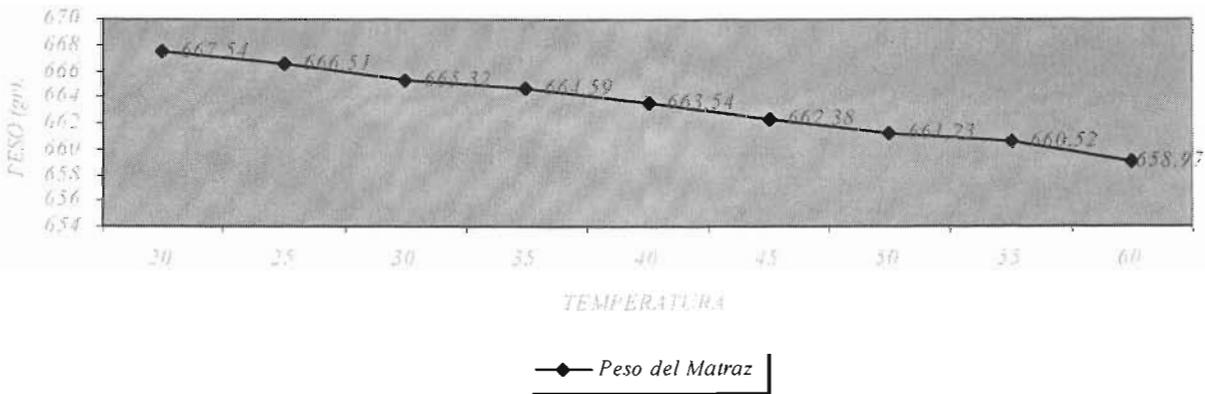


Figura 3.5

Curva de calibración del matraz

Equipo para la calibración del matraz

- Balanza digital de 1 kg.
- Termómetro de 0 – 50 o c
- Piseta con agua destilada
- Pipeta de 5 cm

- e. *Solución para disolver grasa: mezcla crómica*^Σ
- f. *Alcohol del 96*
- g. *Eter sulfúrico*



Foto 3.1
Lavado del matraz con amoniaco

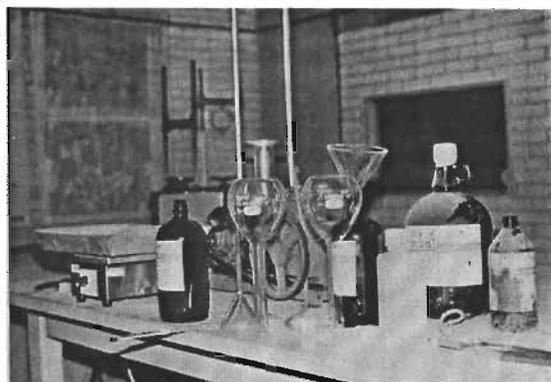


Foto 3.2
Eliminación de los vapores de eter del matraz²

Ejecución de la prueba

1. *Se lava el matraz con amoniaco o alguna solución que disuelva las grasas, se deja que la solución penetre profundamente durante un tiempo de 3 horas (foto 3.1)*
2. *Se enjuaga el matraz y se deja escurrir, luego se lava con éter; los vapores del éter se eliminan, colocando el matraz con la boca abajo durante unos 15 o 20 minutos. (foto 3.2)*
3. *Se llena el matraz con agua destilada y desaireada hasta la marca de aforo, se aplica el vacío para quitar el exceso de aire contenido dentro del líquido y evitar con esto que se tenga que hervir a temperaturas mayores la glicerina con agua. (foto 3.3)*
4. *Se hierve el matraz durante 5 a 10 minutos en baño María" con el fin de eliminar el aire (foto 3.4)*
5. *Para efectuar el baño María, se coloca en el recipiente glicerina con agua, en una proporción 1:2.*
6. *Se retira el matraz del baño María, se deja de aplicar el vacío y se toma la temperatura*
7. *Cuando se alcanza la temperatura adecuada en la solución, se procede a secar el matraz con un papel absorbente y, se coloca agua hasta el nivel de la marca de aforo.*
8. *Se homogeneiza la temperatura del matraz agitándolo.*
9. *Se registra la temperatura del agua en el matraz, en los límites superior, medio e inferior y se obtiene el valor promedio de las tres lecturas.*
10. *Con una pipeta, se agrega agua destilada hasta la marca de aforo, de forma tal que el menisco que forma el agua coincida sobre ésta. (foto 3.5)*
11. *Se limpia perfectamente con un papel absorbente la pared interna y externa del cuello del matraz.*
12. *Se registra el peso del matraz con la temperatura obtenida y posteriormente se toman las lecturas subsecuentes con descensos de temperatura de 5^oc aproximadamente.*
13. *La temperatura del agua disminuye el volumen de agua, por lo que se deberá compensar con agua por medio de una pipeta hasta hacer coincidir el nivel del agua con la marca de aforo.*

^Σ La solución para quitar la grasa de los matraces es la mezcla crómica, con la cual tenemos la ventaja de recuperar el solvente después de cada lavado y usarlo varias veces. La preparamos disolviendo en caliente 60 gr de bicromato de potasio comercial en 300 cm³ de agua, cuando enfria le agregamos lentamente, sin dejar de agitar 460 cm³ de ácido sulfúrico comercial. El cuidado en la aplicación de esta solución lo normamos como una obligación, debido al riesgo que representa el uso indiscriminado, foto 3.1

14. Se agita el matraz para homogeneizar la temperatura, se registra la lectura de las tres temperaturas y el peso del matraz (foto 3.6)

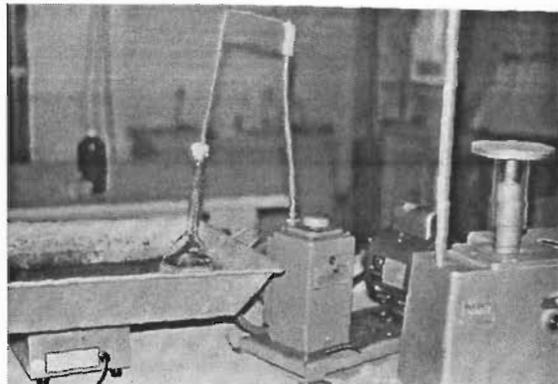


Foto 3.3
Aplicación del vacío para eliminar el aire contenido en el agua

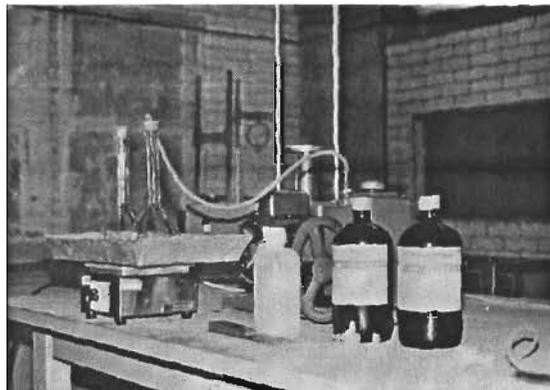


Foto 3.4
Aplicación del vacío para eliminar el aire contenido en el agua

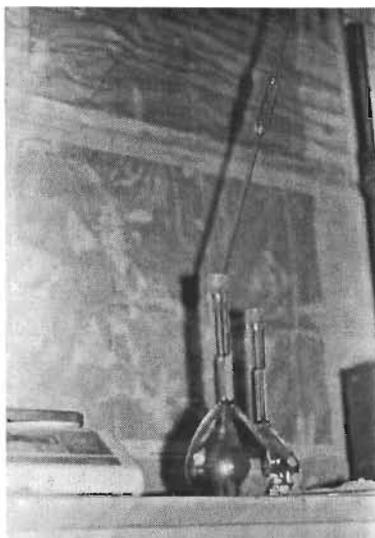


Foto 3.5
Homogeneización de la temperatura del agua en el matraz

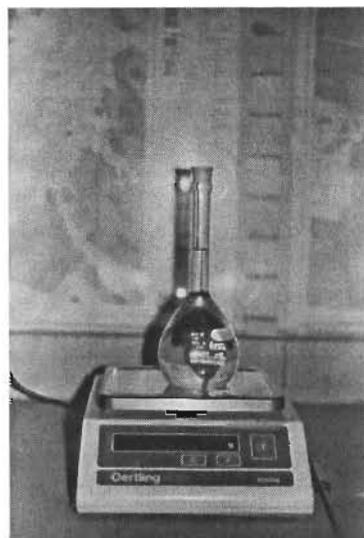


Foto 3.6
Peso del matraz con agua a una determinada temperatura

3.3 DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD DE SÓLIDOS EN SUELOS FINOS

Los suelos areno arcillosos, limosos o limo arcillosos, requieren muy poco calor para secar los vínculos de unión entre sus partículas, debido a que el agua presente en las arenas y en los limos, no es un reactivo cementante en las partículas de arena. Los suelos de este tipo, se secan con el calor del sol en un tiempo de aproximadamente 24 horas, garantizando así la conservación de la físico - química de las arcillas.

Las muestras de suelos arcillosos se deben secar en un horno durante 24 horas a una temperatura de 40° centígrados, manteniendo el estado natural del suelo que permite realizar con mayor facilidad la disgregación.

Procedimiento general para la preparación de las muestras

- Cuando la muestra de suelo esta seca, se disgregan las partículas de suelo con un mortero de porcelana.
- Se pasa el suelo disgregado por la malla #40 (Método de lavado (capítulo 5)), el material que queda retenido en la malla se desecha, el material que pasa se pone a secar por cualquiera de los métodos indicados en los párrafos anteriores.
- Para los suelos limosos, se dispone de aproximadamente 60 gramos.
- Debido a las características de los suelos arcillosos, se utiliza un proceso adicional de preparación del suelo que a continuación se describe.

Arcillas

Se forma una pasta manejable y uniforme de suelo, se vacía en un mezclador mecánico (batidora), y se adiciona agua hasta formar una suspensión de aproximadamente 250.0 cm³. Finalmente se bate durante cinco (5) minutos y se continúa agitando durante veinte (20) minutos.

3.4 Determinación de la densidad de sólidos en suelos finos sin cohesión.

▪ Equipo mínimo necesario para la ejecución de la prueba.

- Matraz aforado de 500.0 cm³ de capacidad (foto 3.7)
- Balanza de torsión o digital de capacidad sensible a 0.01 gr (foto 3.8)
- Termómetro de 0.00 - 50.0 ° C. graduado en 0.1 de grado.
- Vaso de precipitado de 400.0 cm³.
- Probeta graduada de 500.0 cm³ (foto3.9)
- Piseta y pipeta de 5.0 cm.
- Solución para disolver grasas (mezcla crómica).
- Alcohol etílico absoluto.
- Parrilla eléctrica.
- Bomba de vacíos.
- Horno.
- Agitador mecánico
- Alcohol de 96

Ejecución de la prueba para obtener la densidad de sólidos en suelos finos.

- Para obtener la densidad de sólidos en suelos finos se utilizan dos procedimientos: el primero se utiliza para suelos finos sin cohesión y el otro para suelos finos cohesivos.
- Se llevan a cabo los pasos descritos para la calibración del matraz.
- Se deberá tener un registro de las diferentes lecturas del peso del matraz seco.
- La preparación de la muestra se realiza con el procedimiento descrito anteriormente.

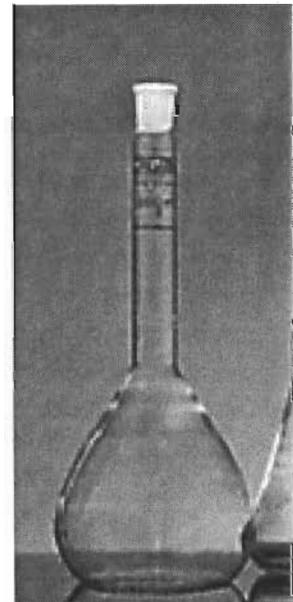


Foto 3.7
Matraz aforado de 500 cm³



Foto 3.8
Balanza digital de
0.01 gr de capacidad
sensible

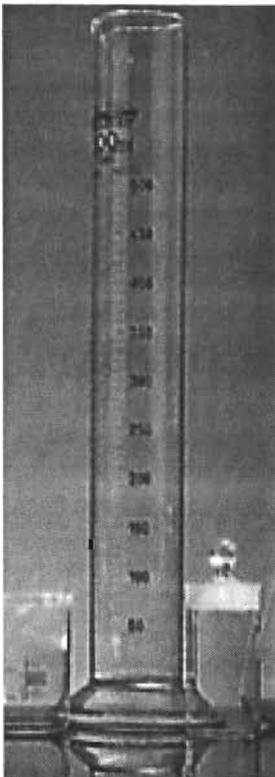


Foto 3.9
Probeta graduada de
500 cm³

- Se vierte el suelo con la ayuda de un embudo dentro del matraz, el tiempo aproximado de vertido deberá ser de minuto y medio para evitar el dispersamiento del polvo más fino en el aire.
- Se registra el peso del matraz con suelo.
- El peso del suelo introducido, es igual a la diferencia entre el peso del matraz con suelo menos el peso del matraz. $W_s = \text{Peso de sólidos}$.
- Se agrega agua al matraz con suelo a una altura aproximada a 1/4 parte de la altura total del matraz, tratando de que al momento de aplicar el vacío el suelo y el agua no sean absorbidos por la presión de vacío. Al realizar el vertido de agua se procura que esta arrastre el polvo de suelo fino adherido a las paredes del matraz.
- Como el suelo y el agua tienen aire contenido entre sus partículas, se debe colocar el matraz en baño maría, conectando la manguera de succión con la boquilla del matraz durante 20 minutos. (foto 3.10)
- Se agrega agua destilada al matraz hasta hacer coincidir el menisco que forma el agua con la marca de aforo.
- Se limpia con papel absorbente cualquier excedente de agua que encontremos dentro de las paredes del cuello del matraz por arriba de la marca de aforo y también en el cuerpo exterior del matraz.
- Se registra el peso del matraz aforado con sólidos.
 - $W_{mws} = \text{Peso del matraz con agua y sólidos}$.
- Se registran las 3 temperaturas en los límites superior, medio e inferior del matraz y se calcula la temperatura promedio.
- En la gráfica de calibración del matraz se obtiene el peso del matraz con agua a la temperatura promedio.

3.5 Determinación de la densidad de sólidos en suelos cohesivos.

El procedimiento para la obtención de la densidad de sólidos en suelos cohesivos difiere a la de los suelos no cohesivos en:

- La preparación de la muestra.
- El procedimiento de disgregación

Ejecución de la prueba.

- Se limpia el matraz como se indicó anteriormente.
- Se realiza el procedimiento utilizado en la preparación de las muestras para la determinación de la densidad de sólidos para suelos no cohesivos.
- Se vierte el material contenido en suspensión con un embudo a un matraz calibrado.

- *Se utiliza el procedimiento para la obtención de la densidad de sólidos en suelos no cohesivos.*
- *En una cápsula de porcelana se vierte el material completamente, asegurándose de que no queden partículas de suelo adheridas a las paredes del matraz.*
- *Se introduce la cápsula en un horno eléctrico durante cuarenta y ocho (48) horas a una temperatura de 100 °c.*
- *Se pone a secar el suelo y se obtiene el peso de los sólidos. W_s .*

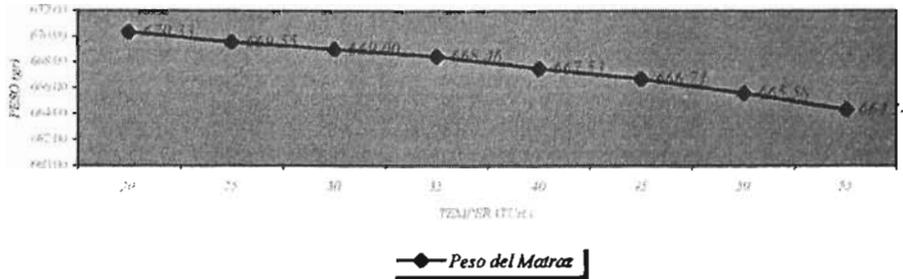


UNAM
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

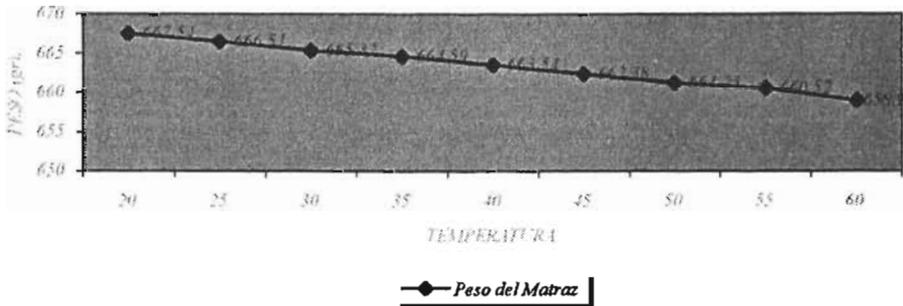
SUELO: Arcilla con arena fina poco limosa café oscuro y gravas hasta 3/8"
UBICACIÓN: Santa María la Ribera
MUESTREADOR: Pozo a cielo abierto
MUESTRA No. 1

PRUEBA No. 1
FECHA: 02 - Ene - 02
REALIZADA POR: JFBG

CURVA DE CALIBRACION DEL MATRAZ No. 2



CURVA DE CALIBRACION DEL MATRAZ No. 4



Material que pasa la malla No. 4			
Prueba No.	s-1	s-2	s-3
Matraz No.	2	4	5
W mws. Gr.	708.92	701.9	704.26
Temperatura.	46 ° c	35 ° c	25 ° c
W mw. gr.	666.08	670.93	670.93
W ms. gr.	370.40	360.21	363.21
W m. gr.	301.06	311.20	310.28
Ws = Wms - Wm	69.34	49.01	52.93
Ws + Wmw - Wmws.	26.50	18.04	19.60
Ss	2.62	2.72	2.70

Wm = Peso del matraz antes de agregar solidos
 Wm = Peso del matraz despues de agregar solidos
 W mws. = Peso del matraz + Agua + Muestra a T ° c
 W ms. = Peso del matraz + Agua a T ° c (de la curva de calibracion)
 W s = Peso del suelo seco.

$$Ss = \text{Densidad de solidos} = \frac{Ws}{Ws + Wmw - Wmws}$$

Límites de Consistencia

4.1 Introducción

Los suelos se encuentran en diferentes condiciones de humedad lo cual depende de la estructura interna del suelo, de las características geográficas y geológicas cercanas al sitio que les dio origen.

Se hace referencia a que el estado físico que presenta el suelo, depende de su estructura interna, debido a que los suelos se fueron conformando por partículas de suelo que en algún tiempo se ligaron por medio de algún cementante natural y permanecen unidas por algún tipo de apoyo estructural mutuo.

Ahora bien, las partículas de suelo presentan una geometría diversa, que va desde formas redondeadas, hasta las formas angulosas y esbeltas, esta manifestación física influye en el grado de tolerancia en que las partículas aceptan o rechazan un vínculo a nivel particular.

Así entonces cuando el grado de vinculación interparticular conforma un escudo cerrado, el agua queda atrapada temporalmente en la red intergranular.

Pero no solo la geometría influye en los estados físicos del suelo. En el momento en el que el agua entra en contacto con los campos energéticos interparticulares, se presentan manifestaciones energéticas que tienen un efecto modificador de la estructura interna del suelo, lo cual no se percibe a nivel sensorial

Cuando hay una manifestación de este tipo, existe un estado ideal de unión energética la cual no se destruye fácilmente, en ese estadio se tiene una condición de *saturación del suelo*.

Esta condición no es permanente, al no haber un flujo energético externo, comienza un deterioro en el vínculo energético, un semidesmoronamiento en la red; el suelo pierde volumen y gradualmente desaparece la dependencia interparticular *estado semisólido*.

Finalmente, la transformación energética total, tiene un efecto, al no haber ya mas flujo de energía el intercambio de flujos termina por desintegrar todo vínculo y las partículas están simplemente unidas con una nueva conformación estructural sobrepuesta, producto de la pérdida de energía.

Estas condiciones naturales actuando conjuntamente con los agentes externos permiten encontrar a los suelos en 5 estados:

- **Estado Líquido** En este estado el suelo presenta las propiedades y la apariencia de una suspensión.
- **Estado Semilíquido** En este estado el suelo presenta las propiedades y apariencia de un fluido viscoso.
- **Estado Plástico** En este estado el suelo presenta un comportamiento plástico.

formacion del suelo

Los suelos están conformados por el efecto del clima y la erosión.

Geología

La composición mineralógica de las diferentes capas de la corteza terrestre, influyen en el tipo de suelo conformado



Clima

el clima influye en la erosión de las masas de rocas y suelo, pero de los agentes del clima que mayor influencia tienen son la temperatura y la precipitación pluvial

Vegetación

La presencia o falta de árboles son causas de la erosión del suelo



Las características ingenieriles de un suelo, dependen de 3 componentes básicos del suelo

Minerales Agua Aire

Las partículas minerales le dan la energía y resistencia

el agua en pequeñas cantidades tiene una función de lubricante

el aire permite el deterioro del suelo por lo cual tiene que ser remediado
compactación

- **Estado Semisólido** En el que el suelo tiene la apariencia de un sólido pero presenta una disminución de volumen al continuar el secado del suelo.
- **Estado Sólido** Estado en el que el volumen de suelo no varía con el secado.

Los cuales son estados físicos por los que transita el suelo, al pasar de un estado húmedo a un estado seco o viceversa y que para ser estudiados los proyectistas establecieron criterios para diferenciar las fronteras entre los diferentes cambios de estado; (fig 4.1) Atterberg propuso en 1911 los primeros criterios para determinar los límites entre dichas fronteras a las cuales denomino *límites de consistencia*, los cuales son:

FASES DEL SUELO Y LOS LÍMITES DE ATTERBERG



Fig 4.1 Fases del suelo y límites de Atterberg

- **Límite líquido.**- frontera entre un estado semilíquido a un estado plástico.
- **Límite plástico.**-frontera entre los estados plástico y sólido.
- **Límite de contracción.**-frontera entre los estados de consistencia semisólido y sólidos.

Debido a lo anterior, la obtención de los valores relativos a los límites líquidos y plásticos de un suelo, tienen importancia por la interrelación existente que tienen estos valores con las propiedades mecánicas de cualquier suelo, como lo son la permeabilidad, la compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante.

En la (fig 4.1) se observa que conforme disminuye la cantidad de agua presente en el suelo. Este, según quedó establecido, pasa de un estado líquido a un estado plástico hasta llegar al estado de contracción, adicionalmente, hay un cambio en la condición del suelo, al pasar de un estado de suspensión a un estado de completa rigidez o dureza, que implica un cambio en los esfuerzos resistentes del suelo.

De todo lo anteriormente descrito, lo que es de interés con fines ingenieriles, es conocer la consistencia del suelo, en particular el de las arcillas por su comportamiento plástico, cuando entra en contacto con el agua.

Con fines analíticos, se analiza el historial y los métodos de laboratorio creados para obtener valores del suelo, aproximados a su verdadera naturaleza:

4.2 COPA DE CASAGRANDE

En 1900 el científico sueco Atterberg, desarrolló un método que describía la consistencia de los suelos finos con diferentes contenidos de humedad, donde observo, que con un bajo contenido de agua el suelo se comportaba más como un sólido, sin en cambio, cuando el contenido de agua era alto, el suelo y el agua fluían como un líquido, de estas observaciones postuló los diferentes estados del suelo, los cuales se describieron anteriormente, estos límites así establecidos son conocidos como los límites de Atterberg o límites de consistencia.

Para obtener el límite líquido en laboratorio, se utiliza la copa de Casagrande, (fig 4.2) que es un dispositivo que resultó del refinamiento mecánico realizado a la idea original de Atterberg, la cual consistía en colocar el suelo remoldeado en una cápsula, haciéndole una ranura al suelo y golpeando secamente la cápsula contra una superficie dura, según Atterberg, el suelo tenía el contenido de agua correspondiente al límite líquido, cuando los bordes inferiores de la ranura se tocaban sin mezclarse al cabo de un cierto número de golpes. Debido a que los métodos empleados por Atterberg presentaban detalles sin especificar y los cuales eran trascendentes en los resultados de las pruebas, se desarrollaron otros métodos tratando de estandarizar los métodos propuestos anteriormente.

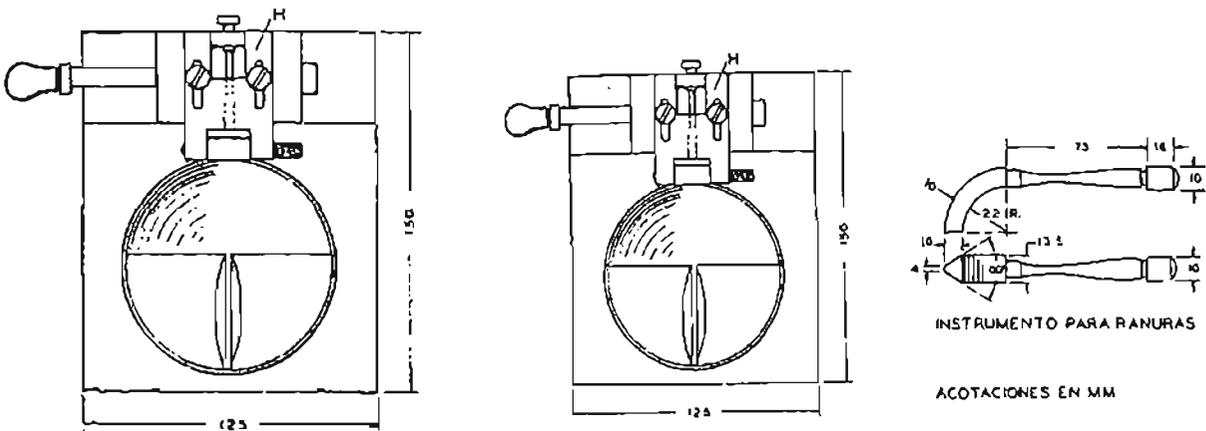


Fig 4.2
Copa de Casagrande

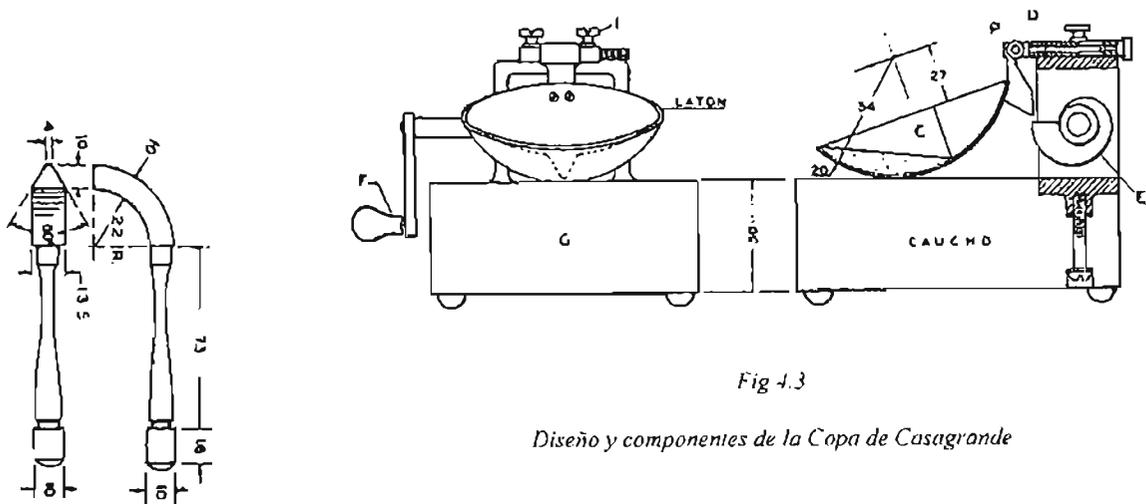


Fig 4.3
Diseño y componentes de la Copa de Casagrande

Fig 4.4
Ranurador

Para la determinación del límite líquido se desarrolló la Copa de Casagrande. (Fig 4.2).

El cual es un recipiente de bronce o latón, con un tacón solidario del mismo material, el tacón y la copa giran en torno a un eje solidario del mismo material unido a la base, una excéntrica hace que la copa caiga periódicamente golpeando contra la base del dispositivo que es de hule duro o micarta 221. (fig. 4.3)

La altura de caída de la copa es por especificación, de un centímetro medida verticalmente desde el punto de la copa que toca la base al caer hasta la misma base estando la copa en su punto más alto. la copa es esférica, con un radio interior de cincuenta y cuatro (54) mm con un espesor de dos (2) mm y un peso de doscientos (200) \pm 20gr incluyendo el tacón. Sobre la copa se coloca el suelo y se procede a hacerle una ranura trapecial con las dimensiones mostradas en la (fig. 4.2) para hacer la ranura debe usarse un ranurador como se muestra en la (Fig. 4.4)

El límite líquido obtenido por medio de la copa de Casagrande se define como el contenido de agua del suelo en el que la ranura, se cierra a lo largo de uno punto veintisiete (1.27) cm. (1/2"), con veinticinco (25) golpes en la copa, sin embargo, el límite líquido se determina conociendo cinco o más contenidos de humedad con los correspondientes números de golpes. La ordenada de ésta curva correspondiente a la abscisa de veinticinco 25 golpes es el contenido de agua correspondiente al límite líquido. Se encontró aproximadamente que el trazo semi-logaritmico de esta curva es una recta cercana al límite líquido. (Fig 4.5)

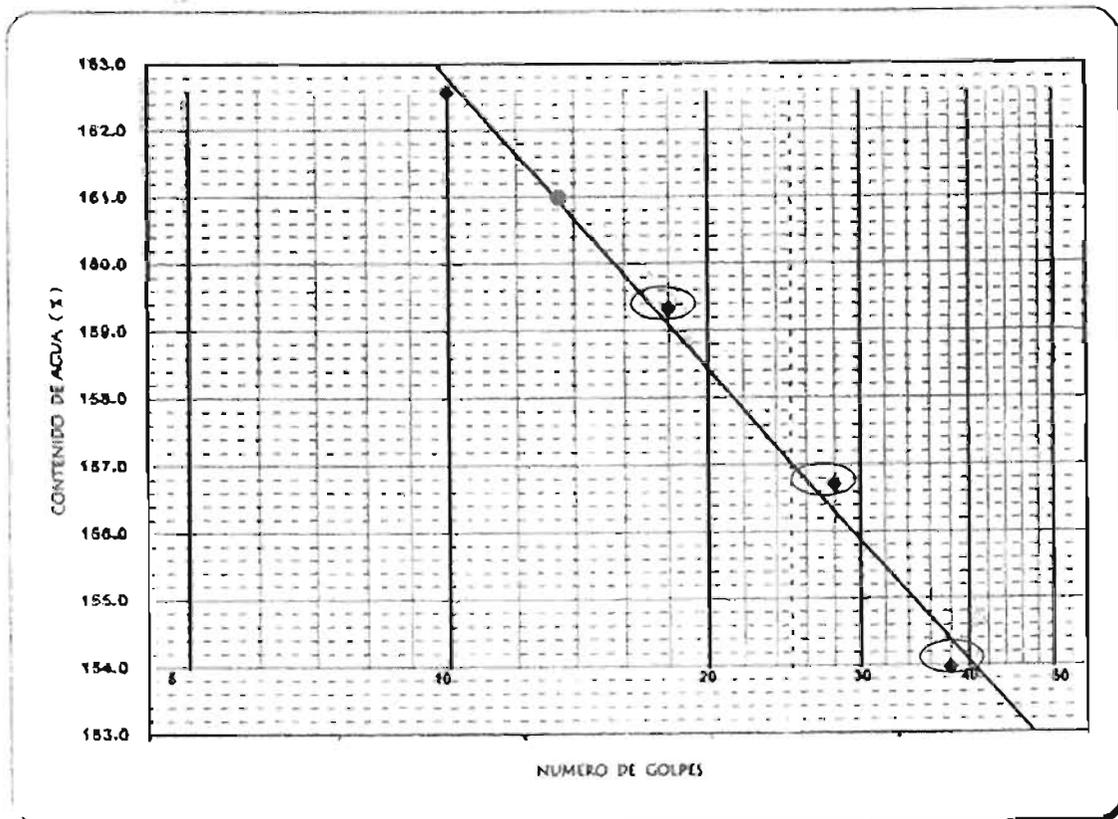


Fig 4.5

Trazo semilogarítmico de la curva de fluidez y contenido de agua

La relación entre el contenido de agua y el número de golpes en escala semilogarítmica, es una línea recta, la cual se nombra la curva o índice de fluidez del suelo y representa la variación del contenido de agua en un ciclo logarítmico.

$$I_f = \frac{W_1 - W_2}{\log\left(\frac{N_2}{N_1}\right)} \quad 4.1$$

4.3 DETERMINACION DEL LÍMITE LÍQUIDO

Preparación de las muestras

- *Equipo mínimo necesario para la prueba*

- a) *Balanza digital con aproximación de 0.01 gr*
- b) *Cápsulas de porcelana.*
- c) *Frascos de vidrio vacíos.*
- d) *Vidrios de reloj.*
- e) *Espátula de acero inoxidable de hoja flexible.*
- f) *Mallas del # 4 y # 40.*
- g) *Horno con temperaturas de 105° C.*

- *Preparación de la muestra.*

La prueba de los límites de consistencia se creó para conocer la consistencia de los suelos finos, a tal efecto, cuando se reciben las muestras de suelo en laboratorio para su evaluación, se realiza una identificación preliminar determinando si se requiere realizar una depuración de suelos gruesos, o el suelo está lo suficientemente conformado por partículas finas que permitan ejecutar una prueba apegada a la normatividad y condiciones requeridas.

La preparación de las muestras la podemos efectuar con dos métodos:

Método por Vía Húmeda.- Este método se aplica para suelos arcillosos.

Método por Vía Seca.- Este método se realiza a limos o suelos finos con arenas.

4.3.1.- Preparación de la muestra por el método húmedo

- *Cuando el suelo está seco, tiene partículas finas vinculadas fuertemente con algún cementante natural y por lo mismo formando grumos, por tal efecto se disgrega el suelo por medios manuales para desvincular las partículas de suelo, con lo que se garantiza que se tienen solamente partículas de suelo menores al diámetro impuesto por la malla # 40.*
- *Como una medida adicional, se utiliza otro método de desvinculación por medio del agua, la cual realiza una función de lubricante inicialmente y después de rompedora de enlaces atómicos de las partículas de suelo.*
- *Se vierte el suelo sobre la malla # 40, (foto 4.1) y se uniformiza, se abre la llave de paso del agua y con un flujo de agua esbelto, se comienza a lavar el suelo y se observa que el suelo más fino que las aberturas correspondientes a la malla comienza a traspasarlas. Al suelo que no puede cruzar las fronteras impuestas se desecha y se continúa con la realización de la prueba.*
- *Una vez que se realizó lo anterior, se recoge la cantidad de suelo que*

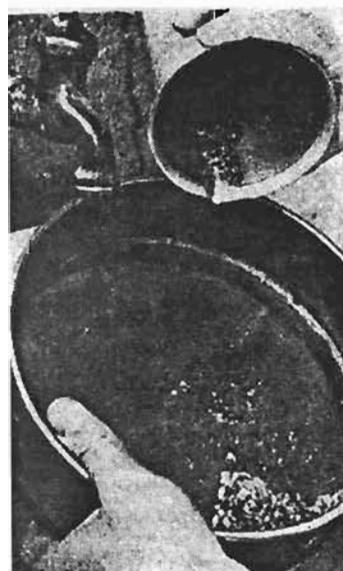


Foto 4.1
Cribado del suelo por vía húmeda
con la malla #40

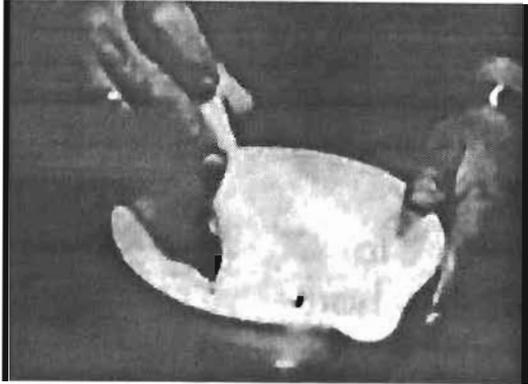


Foto 4.2
Desmoronamiento y desgranado del suelo que pasa la malla #40

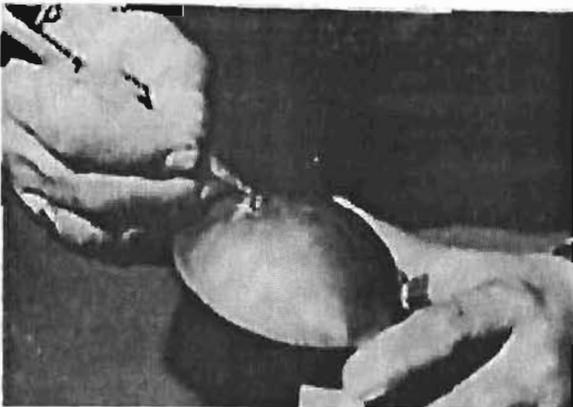


Foto 4.3
Marcado de referencia para obtener la altura de caída de la copa

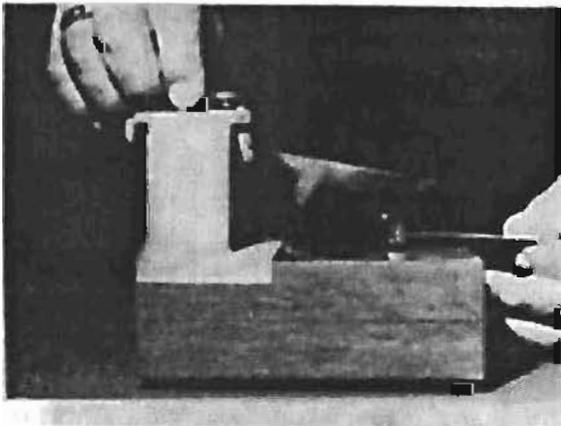


Foto 4.4
Colocación del manguete del ramrador, para ajustar la altura de caída

paso la malla # 40 y se guarda en un recipiente de vidrio, se deja secar a la temperatura ambiente hasta que tenga una consistencia plástica para poder realizar la prueba.

- Con este suelo se realiza la prueba para límites líquidos y plásticos

4.3.2 Preparación de la muestra por el método seco

- Se pesan aproximadamente 300 gr., de suelo seco disgregado que pasó previamente el cribado a través de la malla # 40, y se coloca en un recipiente de porcelana. (foto 4.2)

- Se agrega agua a unas 3/4 partes del total de suelo que pasó la malla #40, y se forma con esta una pasta de consistencia plástica, homogeneizando la muestra de suelo con una espátula al realizar movimientos de amasamiento y fricción del material.

- El resto de suelo se utiliza para obtener el límite plástico, al cual se le agrega el agua necesaria para que el suelo reaccione y presente propiedades parecidas a las que tenía en su estado natural.

- Las dos muestras de suelo se guardan en frascos herméticos en un cuarto húmedo durante 24hrs.

- Calibración del equipo.

- Antes de realizar la prueba se verifica la altura y el ajuste de los tornillos de la Copa de Casagrande:

- La copa del dispositivo se marca con una cruz en el punto donde exactamente se apoyará al momento de tocar con la base de plástico. (foto 4.3).

- Sobre la base, exactamente abajo de la marca hecha a la copa se coloca el manguete del ranurador que mide exactamente un (1) cm. que es la altura de caída que debe tener la copa para su correcto funcionamiento (foto 4.4)

- Una vez que se logra esto, se aprietan los tornillos y se verifica la altura.

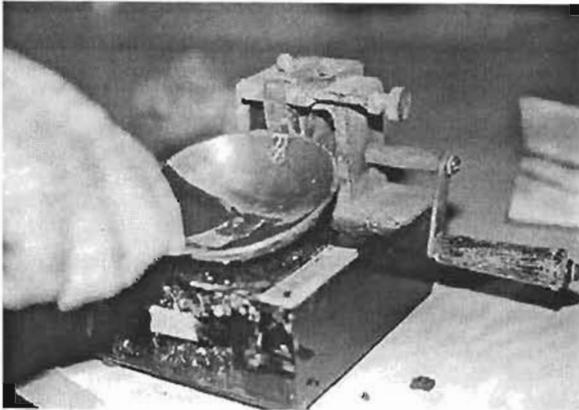


foto 4.5
Colocación del suelo sobre la copa de Casagrande

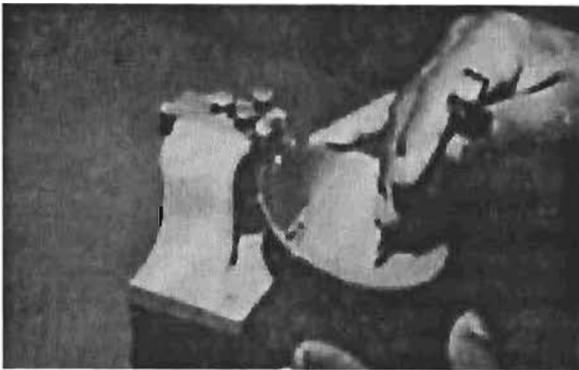


Foto 4.6
Ranurado del suelo

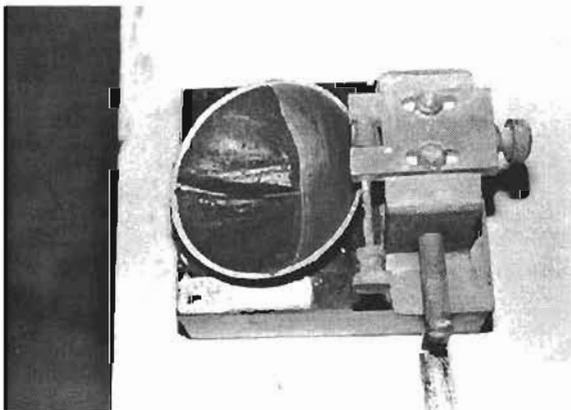


Foto 4.6
Cierre de la ranura del suelo en 1.3 centímetros

Determinación del límite líquido

Ejecución de la prueba.

- En la copa de Casagrande se colocan 50 gramos de suelo aproximadamente y con una espátula de cuchillo se forman dentro de la cápsula de bronce una capa de suelo con un espesor máximo de entre 8 y 10 mm. (foto 4.5)
- Se ranura el suelo con la punta del ranurador colocado en forma perpendicular. Foto 4.6
- Una vez que se realizó la ranura se acciona la manivela del dispositivo a razón de 2 golpes/segundo, y se cuenta cuantos golpes son necesarios para que cierre la ranura 1.3 cm (Foto 4.7).
- Con el mismo contenido de humedad que tiene el material se procede a realizar otras tres (3) pruebas para comparar los resultados hasta que la diferencia en cada prueba sea nula o de ± 1 golpe (Foto 4.5).
- En la parte cercana a la falla se toma una muestra del suelo de aproximadamente 10 gramos y se coloca sobre un vidrio de reloj para determinar el contenido de humedad.
- Si la preparación de la muestra se realiza adecuadamente el número de golpes obtenido en la primera prueba debe ser de aproximadamente 40 golpes, la segunda entre 30 y 24 golpes y la tercera entre 23 y hasta 12 golpes. Esto se logra agregando el material sobrante de la primera prueba que se coloco en la copa, y un poco más de suelo preparado y agua, para conseguir que el suelo aumente su plasticidad y obtener así el número de golpes subsecuentes que deben ser de 30, 23 y 14 golpes aproximadamente.
- Los métodos anteriores se repiten agregando agua o secando según sea el caso, hasta obtener cuando menos 4 determinaciones diferentes de número de golpe, de las cuales 2 deben de ser mayores de 25 y 2 menores de 25, lo cual determinará si se agrega o quita suelo.
- De las muestras tomadas para cada ensaye se obtiene el contenido de agua ($w\%$) con ese valor y el número de golpes correspondiente, se dibuja la curva de fluidez en coordenadas semilogarítmicas, en las ordenadas el contenido de agua y en las abscisas en escala logarítmica el número de golpes.
- El límite líquido se obtiene graficando la curva de fluidez y el contenido de agua que corresponde a 25 golpes. (fig4.5)

4.4 DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO

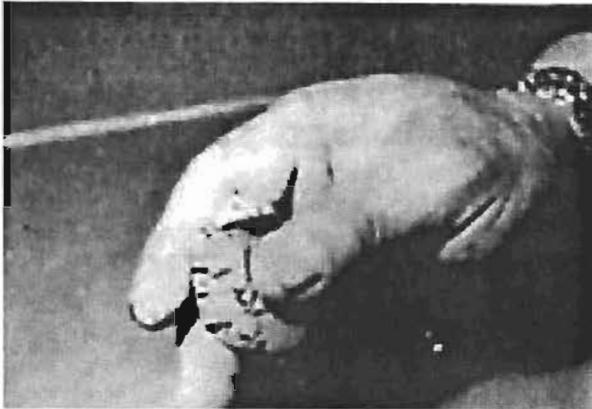


Foto 4.8

Extracción del agua en exceso de la muestra de suelo

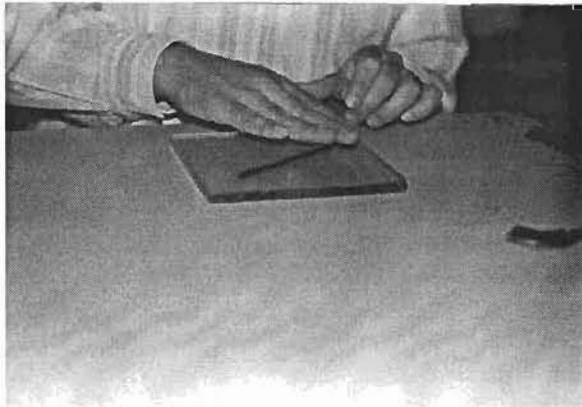


Foto 4.9

Formación del cilindro de suelo de 3.2 mm de diámetro y 10 centímetros de largo

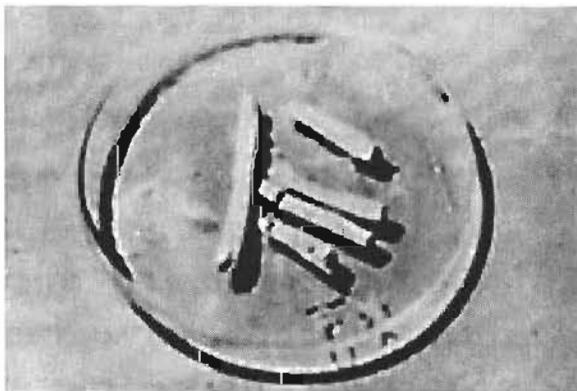


Foto 4.10

Secado de las muestras

▪ Equipo mínimo necesario para la prueba

- a) Placa de vidrio de 20 x 20 cm.
- b) Vidrio de reloj.
- c) Espátula
- d) Papel absorbente.
- e) Balanza digital de 0.01 gr de aproximación.
- f) Horno con temperatura de 100°C.

Ejecución de la prueba

- Se coge un centímetro cúbico de la muestra aproximadamente y se rueda sobre una placa de vidrio despulido o de cerámica micro porosa, para extraer el agua en exceso y dejar la muestra con una consistencia cercana al límite plástico. (Foto 4.8)
- Se rueda la muestra sobre la placa de vidrio despulido bajo la palma de la mano hasta formar un cilindro de aproximadamente 3.2 mm de diámetro y 10 cm de largo. (Foto 4.9)
- Para formar nuevamente un cilindro de 3.2 mm de diámetro se repliega el cilindro amasándose y rodándose hasta que pierda agua por evaporación.
- Cuando se comienza a notar que el cilindro se agrieta y se rompe en pequeños fragmentos, se considera entonces que el suelo ha alcanzado el límite plástico.
- Colocamos los cilindros en los vidrios de reloj (foto 4.10)
- Se registra el peso del vidrio de reloj con los cilindros
- Se repiten la ejecución de los pasos anteriores 2 veces más para corroborar la determinación anterior.
- Se ponen las muestra a secar durante 24 horas y se anota en el registro el peso de la tara + muestra seca

4.5 DETERMINACIÓN DE LA CONTRACCIÓN LINEAL

Las arcillas expansivas pueden causar daños a estructuras sencillas, cuando incrementan su volumen al entrar en contacto con el agua e inician una reacción generada por la fuerza expansiva propia de los minerales que componen las arcillas. Este fenómeno puede generar fuerzas de $2 \text{ kg/cm}^2 - 5 \text{ kg/cm}^2$ las cuales se aplican sobre las estructuras que se oponen a la expansión; si la fuerza del suelo sobre las estructuras es mayor; se presentan efectos estructurales como pueden ser grietas, fisuras, asentamientos y bufamientos locales.

Para poder inferir con un cierto grado de seguridad el cambio volumétrico de suelo y la magnitud de las fuerzas generadas, se requiere realizar pruebas que se denominan límites de contracción:

El límite de contracción, se define como la frontera entre los estados de consistencia semisólido y sólido en el cual el contenido de agua del suelo tras un secado posterior ya no provoca disminución de volumen.

Como:
$$L.C \% = \frac{W_w}{W_s} \quad 4.2$$

Donde:

L_c = límite de contracción

W_w = peso del agua

W_s = peso de sólidos



El límite de contracción es una disminución del volumen de la muestra sin cambio en el volumen de los sólidos

Figura 4.6

Sabemos que:

$$V_w = V_m - V_s \quad 4.3$$

V_m = volumen de la muestra.

V_s = volumen de sólidos

V_w = volumen de agua.

El V_s se pone en función de la S_s (densidad de sólidos)

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} \quad 2.8$$

Donde:

S_s = densidad de sólidos.

γ_s = peso específico de sólidos.

γ_o = peso específico del agua.

De 2.11

$$S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_o} \quad 2.11$$

Despejando V_s :

$$V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma_o} \quad 2.22$$

De la expresión 2.16:

$$w_w = \frac{V_w \gamma_o}{V_s \gamma_o} \quad 2.16$$

Sustituyendo 3 en 2

$$w_w = \left(V_m - \frac{W_s}{S_s \gamma_o} \right) \gamma_o \quad 4.4$$

Sustituyendo la expresión 4.4 en 4.2

$$L_{c. \%} = \frac{Vm \gamma_o}{Ws} - \frac{1}{Ss} \quad 4.5$$

▪ **Equipo necesario para la prueba**

1. Cápsula de porcelana
2. Espátula de hoja de acero flexible
3. Moldes de lamina galvanizada
4. Vernier
5. Vaselina
6. Horno a temperatura de 105°C

▪ **Ejecución de la prueba**

Para obtener el limite de contracción se requiere conocer el valor de la densidad de sólidos.

- Para la determinación de la contracción lineal se utiliza el material que sobro de la prueba del limite liquido.
- El llenado de los moldes se efectúa en 3 capas y se golpea en cada capa el molde contra una superficie dura.
- Para verificar esta operación se hace vibrar el molde en los dos extremos de manera que el impacto lo reciba el molde en toda su base
- El objetivo es expulsar el aire del suelo
- Se engrasa el suelo utilizando la espátula
- Se seca la barra al sol hasta que el color cambie de oscuro a claro
- Se concluye con el secado adicional en el horno durante 18 horas.
- Se mide con el vernier la longitud interior del material seco y la longitud interior del molde
- Calculamos la contracción lineal de acuerdo con las siguiente formulas

$$C_L = \frac{L_1 - L_2}{L_1} \quad 4.6$$

Donde

C_L = Porcentaje de contracción lineal.

L_1 = Longitud del molde o longitud inicial de la barra de suelo húmedo

L_2 = Longitud de la barra de suelo seco.



UNAM

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

SUELO: Arcilla con arena fina poco limosa café oscuro y gravas hasta 3/8"

UBICACIÓN: Santa María la Ribera

MUESTREADOR: Pozo a cielo abierto

MUESTRA No. 1

PRUEBA No. 1

FECHA: 02 - Ene - 02

REALIZADA POR: JFBG

LIMITE PLASTICO

DETERMINACION No	1	2	3
TARA NO	13.00	14.00	15.00
PESO TARA +SUELO HUMEDO EN gr	12.46	12.45	12.45
PESO TARA +SUELO SECO EN g	11.42	11.43	11.43
PESO DEL AGUA	1.04	1.02	1.02
PESO DE LA TARA	6.55	6.49	6.53
PEOS DEL SUELO SECO EN g	4.87	4.94	4.90
CONTENIDO DE AGUA EN %	21.36%	20.65%	20.82%

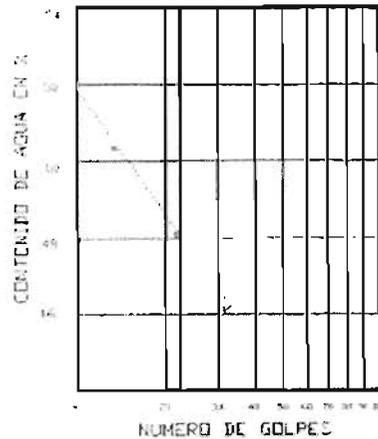
CONTENIDO NATURAL DE AGUA

1	2	3
16	17	18
17.527	16.971	17.356
14.837	14.356	14.654
2.69	2.615	2.702
7.835	7.503	7.553
7.002	6.853	7.101
38.42%	38.16%	38.05%

LIMITE LIQUIDO

DETERMINACION	1	2	3	4	5
No. DE GOLPES	35 - 36-35	24 - 25 -24	15 - 16 -16	9 - 8 - 9	
TARA No.	25.000	26.000	27.000	28.000	
PESO DE LA TARA + SUELO HUMEDO EN g.	19.760	19.760	19.740	19.780	
PESO DE LA TARA + SUELO SECO EN g.	14.930	14.850	14.700	14.410	
PESO DEL AGUA EN g.	4.830	4.910	5.040	5.370	
PEOS DE LA TARA.	4.630	4.630	4.670	4.610	
PESO DEL SUELO SECO.	10.300	10.220	10.030	9.800	
CONTENIDO DE AGUA EN %.	46.89%	48.04%	50.25%	54.80%	

LIMITE DE CONTRACCION	
volumen del suelo humedo	14.95
Peso del suelo seco	21.49
Volumen del agua	6.99
Contenido de humedad	32.53%
Volumen del suelo seco	11.61
Límite de contracción	16.99



Relacion de contraccion, $Sr = Ws \cdot Lf = 21.49 / 16.99$

$Sr = 1.26$

RESUMEN

LIMITE PLASTICO	CONTENIDO NATURAL DE AGUA	LIMITE LIQUIDO	LIMITE DE CONTRACCION	INDICE DE PLASTICIDAD
20.82%	38.05%	48.04%	16.99%	27.22%



UNAM

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

SUELO: Arcilla con escasa arena fina café tono amarillento oscura
 UBICACIÓN: Tula Hgo
 MUESTREADOR: Pozo a cielo abierto
 MUESTRA No. 2

PRUEBA No. 1
 FECHA: 02 - Ene - 02
 REALIZADA POR: JFBG

LIMITE PLASTICO

DETERMINACION No	1	2	3
TARA NO	1.00	2.00	3.00
PESO TARA +SUELO HUMEDO EN gr	17.11	17.92	17.85
PESO TARA +SUELO SECO EN g	15.03	15.82	15.79
PESO DEL AGUA	2.08	2.10	2.06
PESO DE LA TARA	9.43	10.15	10.20
PESO DEL SUELO SECO EN g	5.60	5.67	5.59
CONTENIDO DE AGUA EN %	37.14%	37.04%	36.85%

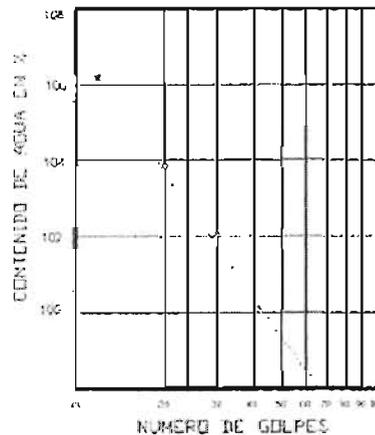
CONTENIDO NATURAL DE AGUA

1	2	3
16	17	18
19.38	19.81	19.95
14.837	14.356	14.654
4.743	5.454	5.296
7.835	7.503	7.553
7.002	6.853	7.101
67.74%	79.59%	74.58%

LIMITE LIQUIDO

DETERMINACION	1	2	3	4	5
No. DE GOLPES	40 - 39 - 40	29 - 28 - 27	19 - 18 - 18	11 - 10 - 9	
TARA No.	10.000	11.000	12.000	13.000	
PESO DE LA TARA + SUELO HUMEDO EN g.	21.210	22.100	21.620	22.400	
PESO DE LA TARA + SUELO SECO EN g.	15.370	15.770	15.490	15.620	
PESO DEL AGUA EN g.	5.840	6.330	6.130	6.780	
PESO DE LA TARA.	9.580	9.610	9.590	9.260	
PESO DEL SUELO SECO.	5.790	6.160	5.900	6.360	
CONTENIDO DE AGUA EN %.	100.86%	102.76%	103.90%	106.60%	

LIMITE DE CONTRACCION	
volumen del suelo humedo	15.95
Peso del suelo seco	19.52
Volumen del agua	8.72
Contenido de humedad	44.67%
Volumen del suelo seco	11.61
Límite de contraccion	22.68



Relacion de contraccion, $S_r = B \times W_f = 19.52/22.68$

$S_r = 1.16$

RESUMEN

LIMITE PLASTICO	CONTENIDO NATURAL DE AGUA	LIMITE LIQUIDO	LIMITE DE CONTRACCION	INDICE DE PLASTICIDAD
37.01%	73.97%	103.53%	22.68%	66.52%

Escuela Nacional de Estudios profesionales Acatlan UNAM

Limite de Contracción

Proyecto Estabilidad Talud
 Localización del proyecto Tula Hgo Perforación No. 1 Muestra No. 1
 Descripción del suelo Arcilloso Profundidad de la muestra 1.20
 Realizado por José Barnés

Peso del plato recubierto + suelo húmedo = 170.42 g
 Peso del plato recubierto + suelo seco = 138.59 g
 Peso del plato recubierto = 42.60 g
 Peso del suelo, W_s = 95.99 g
 Peso del agua, W_w = 51.03 g
 Contenido de humedad, W_w % = 93.99
 Vol. del Suelo Húmedo, V_h = 79.51 cm³
 Vol. del Suelo Seco, V_s = 40.70 cm³

Límite de Contracción, $w_c = w_p - \frac{(V_h - V_s) \gamma_w}{W_s} \times 100 = \underline{13.96}$

Relación de Contracción, $SR = W_w/V_s = \underline{2.36}$

Granulometría

Introducción

La granulometría, es la medición de las partículas del suelo que lo conforman. Los suelos, tienen su origen en la erosión efectuada por el agua, el viento y la gravedad, como estos agentes erosionantes no han actuado por tiempos definidos y permanentes, con un orden establecido; diversos acontecimientos climáticos han sucedido paralelamente, lo cual ha tenido un efecto en la diversidad en la mineralogía de los componentes del suelo.

Los suelos tienen su origen por el efecto erosionante realizado sobre los macizos rocosos, los cuales, en su estructura mineral interna, no guardan un orden, ni principio ni final, ni inferior o superior, por lo que tampoco hay una secuencia, una cantidad y, una seguridad en el desequilibrio que han sufrido internamente. Entonces, en los suelos continúa un proceso químico y biológico, cuyas variables son la forma, los minerales, que tienen carácter energético y la dinámica o movilidad que genera la materia orgánica.

En esta interrelación surgen miles de variables y condicionantes, que se pretenden predecir con seguridad, lo cual pareciera propio de seres iluminados, o tratar de ubicar la mecánica de suelos en el terreno de la ciencia ficción. Así que en la mecánica de suelos, cualquier enunciado o expresión matemática se ha establecido, eslabonando y encasillado variables indefinidamente, dentro de esta unificación, se han establecido rangos para clasificar al suelo de acuerdo al tamaño que tienen sus partículas. En esta clasificación por tamaño, se identifican 2 clases de suelos: los suelos cohesivos y los no cohesivos.

En la estructura interna de los suelos cohesivos, se observa que estos tienen determinadas características en la forma y tamaño. Las formas y condiciones estructurales que adoptan permiten denominarlos como suelos de grano sencillo y suelos con una estructura con forma de panel de abeja.

Esta estructuración, permite fluctuar a estos suelos en un inicio, con una relación de vacíos alta y después con un suelo con una relación de vacíos baja (fig 5.1) producto de un reordenamiento causado por una sobrecarga estructural. Lo cual es posible si idealmente los suelos presentan formas geométricas redondeadas, con lo que habría posibilidades de favorecer el acomodo de las partículas y facilitar la reducción de los vacíos del suelo.

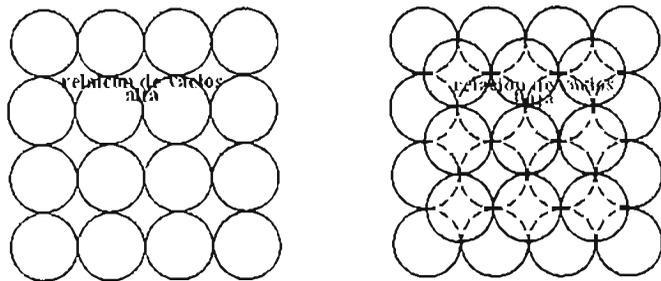


Fig 5.1
Suelos de grano sencillo

En la estructuración de panel de abeja (fig 5.2) las partículas de suelo forman pequeños arcos, eslabonando cadenas con las partículas de suelos, estos suelos tienen una relación de vacíos alta, sin embargo, pueden soportar cargas estáticas ordinarias, pero cuando son sometidas a cargas de impacto o sobrecargas, se rompe el eslabonamiento de la cadena y el efecto es el derrumbe estructural.

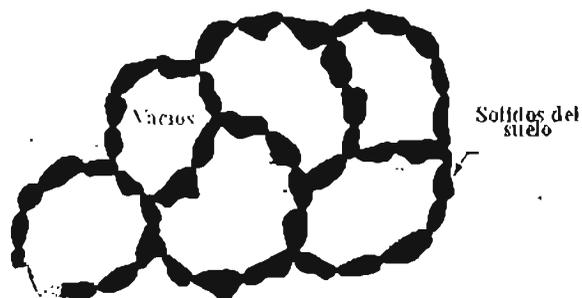


Fig 5.2
Estructuración de panel de abeja

El tipo de carga que actúa en los suelos cohesivos cuando están suspendidos en el agua, es el de una carga negativa en su superficie y una doble capa difusa rodeando cada partícula, cuando dos partículas de suelo en suspensión tienen cierta proximidad, la tendencia en la interpenetración entre las dobles capas, es de un efecto de repulsión; pero al mismo tiempo existe una fuerza atractiva entre las partículas de arcilla, debido a la así llamada fuerza de Van Der Waal la cual es independiente de la influencia del

agua, ambas fuerzas de atracción y repulsión, aumentan con la reducción de la distancia entre las partículas; es decir, que cuando la distancia entre las partículas es muy pequeña, las fuerzas de atracción son mayores que las fuerzas de repulsión. Se considera entonces el comportamiento de las arcillas, como el de una suspensión diluida, cuando las arcillas están inicialmente en agua las partículas ejercen repulsión entre ellas, esto debido a que conforme el espacio interparticular es mayor, las fuerzas de repulsión aumentan siendo la fuerza de gravedad sobre cada partícula despreciable, entonces las partículas pueden asentarse lentamente o permanecer en suspensión, orientadas con una tendencia a permanecer paralelamente. Si las partículas de arcilla inicialmente dispersas en agua, están muy próximas durante el movimiento aleatorio en suspensión, la tendencia será la formación de grumos unidos por atracción electrostática entre el borde cargado positivamente y las caras negativamente, lo cual es conocido como *floculación*, cuando los floculos aumentan su volumen la fuerza de gravedad provoca que los sedimentos estén encaminados a asentarse con una estructura floculante.

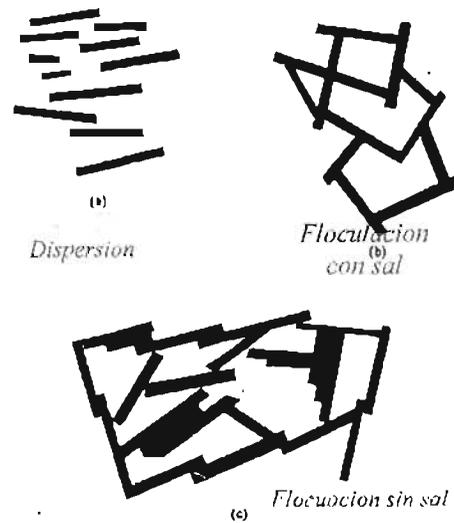


Fig 5.3

Arcillas floculentas

Cuando se agrega sal a una suspensión de agua-arcilla que inicialmente ha estado dispersa, los iones tienden a degradar la doble capa de arcilla presente. Esto reduce la repulsión interparticular. Las partículas de arcilla son atraídas formando grumos y asentándose. Las arcillas que forman una estructura floculenta son ligeras y poseen una relación de vacíos alta, las arcillas formadas en el mar son altamente floculentas. La mayoría de los depósitos sedimentados formados con agua poseen un estructura intermedia entre dispersa y floculenta. Recientes estudios han demostrado que las partículas individuales de arcilla tienden a agregarse o flocular en unidades submicroscópicas las cuales definimos como un agrupación con un efecto de dominó por la forma geométrica adoptada. Los dominós así formados vuelven a agruparse formando enjambres, los cuales tampoco son visibles a simple vista hasta que sucede una nueva reagrupación, formando ahora macroestructuras, las cuales presentan uniones por medio de juntas naturales y fisuras

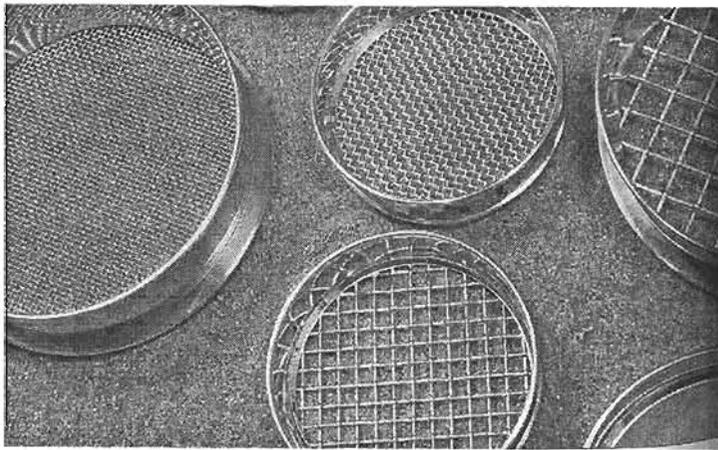
De lo anteriormente mencionado se observa que la estructura de un suelo cohesivo es altamente compleja, lo que implica que la orientación efectuada en cada suelo cohesivo debe ser estudiada desde una perspectiva energética y analítica.

5.2 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS GRUESOS POR TAMICES O MALLAS

Los proyectistas requieren de conocer la granulometría de los suelos, con la finalidad de intuir algunas de las propiedades físicas y químicas del suelo. En esta división del tamaño los suelos han quedado clasificados como suelos gruesos y suelos finos, siendo las gravas y arenas, los suelos gruesos y los limos y arcillas, los suelos finos. Esta clasificación granulométrica esta relacionada con el comportamiento mecánico e hidráulico de los suelos, pero como se refirió esta no puede ser determinante, sino solamente indicativa. Un análisis detallado requiere de un estudio granulométrico previo, complementado con otros estudios.

Para efectuar un análisis granulométrico, los ingenieros geotécnicos crearon un sistema de clasificación por el tamaño de las partículas de suelo denominado distribución granulométrica, el cual esta configurado por un juego de mallas (foto 5.1) manufacturado de alambre forjado con aberturas rectangulares que varían en tamaño desde ciento uno punto seis (101.6) mm (4)". En la serie más gruesa, hasta el número cuatrocientos (400) (0.038) mm.

Al suelo retenido entre la malla de 4" y la malla número 4 se le clasifica como grava y, el suelo retenido entre la malla No. 4 y la malla No. 200 como arenas. El material que pasa por la malla No. 200 es un suelo fino.



ABERTURA	
PULGADAS	MILIMETROS
4"	101.60
3"	76.20
2"	50.8
1"	25.4
3/4"	19.1
1/2"	12.7
1/4"	6.35
NUMERO	
4	4.76
10	2.00
20	0.84
40	0.42
60	0.25
100	0.40
200	0.074

Foto 5.1

Tamices o mallas y los diferentes diametros de aberturas

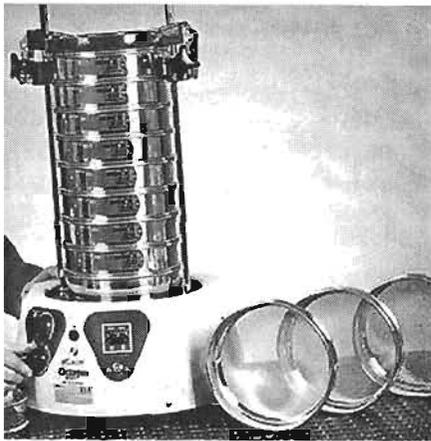


Foto 5.2

Tamices o mallas y agitador mecánico

Al hacer uso del agitador mecánico (Foto 5.2), se hace pasar el suelo a través de las mallas y se observa la retención de suelo en cada una de las mallas; como cada fracción de suelo retenido tiene un peso con respecto al total de la muestra; se clasifican las diferentes fracciones de suelo retenido, al dividir el peso de cada porción de suelo retenida con respecto al peso total de suelo estudiado. Estableciendo así de esta manera el orden y la forma en la que se encuentra conformado el suelo en estudio, esta clasificación del suelo que se determina de manera analítica, se representa gráficamente como lo muestran las (fig 5.4) y (fig 5.5)

En el eje de las ordenadas, se representa el tanto por ciento que pasa, y en el eje de las abscisas, el diámetro del grano en milímetros. Al unir todos los puntos se obtiene una gráfica denominada curva granulométrica. El trazo de la curva obtenido es un indicativo de la uniformidad y graduación del suelo.

Por esta razón se establece un parámetro para identificar los diferentes tipos de curvas que se pueden encontrar. Este parámetro se denomina "coeficiente de uniformidad" y "coeficiente de curvatura." Los límites en que se definen estas ecuaciones dependen del ángulo que forman entre si los lados A y B de la curva (Fig 5.7) siendo A la distancia que existe entre D₆₀ y D₁₀, y B un segmento que representa el tamaño del grano para D₆₀ y D₁₀. La pendiente de la curva granulométrica, entre los puntos que representan el 60% y el 10% en peso del material que pasa se obtiene de la siguiente manera:

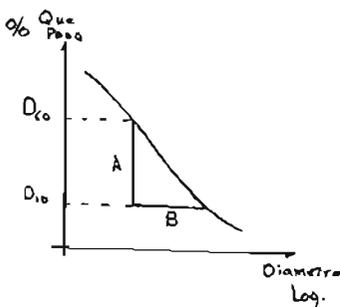


Fig 5.7
Curva granulometrica

Si

$$\tan \alpha = \frac{A}{B} \quad 5.1$$

y'

$$A = (0.60 - 0.10) \quad 5.2$$

Sustituyendo la expresión 5.2 en 5.1 y despejando B

$$B = (\log D_{60} - \log D_{10}) \quad 5.3$$

Por encontrarse en una escala semilogarítmica,

$$\log (D_{60} / D_{10}) = 0.5 / \tan \alpha$$

Por experiencia un suelo uniforme se encuentra entre 0° y 40°

Así se tiene.

$$\text{Tan } 0^{\circ} = 0 \quad 5.5$$

y

$$\text{Tan } 40^{\circ} = 0.84 \quad 5.6$$

Sustituyendo la expresión 5.6 en la expresión 5.4

$$\log \left(\frac{D_{60}}{D_{10}} \right) = \frac{0.5}{0.84} = 0.60$$

Despejando

$$\frac{D_{60}}{D_{10}} = \text{Antilog } 0.60 = 4 \quad 5.7$$

Por lo tanto, la relación $(D_{60}/D_{10}) > 4$, tiene una distribución de tamaños uniforme en gravas, ya que en las arenas la relación es mayor de 6, es decir entre 0° y 32.5° . Para comprobar la continuidad de la curva, se estableció el coeficiente de curvatura para el intervalo entre D_{60} y D_{30} , D_{30} y D_{10} .

Se obtiene:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad 5.8$$

Cuyos valores deben estar entre 1 y 3 para una buena curvatura.

5.3 ANALISIS GRANULOMETRICO DE SUELOS FINOS POR EL MÉTODO DEL HIDRÓMETRO.

El método del hidrómetro es el método de análisis basado en *La ley fundamental de Stokes* la cual enuncia que la velocidad de sedimentación de las partículas en un líquido, esta en función del tamaño. Esto es, que: *Una esfera que cae en el interior de un fluido viscoso, alcanzará una velocidad límite V_L para la cual la fuerza retardadora de la viscosidad más el empuje hidrostático es igual al peso de la esfera. Es decir se establece una relación entre la velocidad de sedimentación de las partículas del suelo en un fluido, y el tamaño de las partículas.*

Sea ρ la densidad de la esfera y ρ' la densidad del fluido.

Entonces se establece que el peso de la esfera es:

$$W = \frac{4}{3} \pi r^3 g \rho \quad 5.9$$

y el empuje del fluido B:

$$B = \frac{4}{3} \pi r^3 g \rho' \quad 5.10$$

Donde

- W = peso de la esfera
- ρ = densidad de la esfera.
- g = peso de la gravedad.

En la naturaleza es frecuente encontrar fuerzas resistentes directamente proporcionales a la velocidad. Cualquier cuerpo esférico pequeño de radio r que se mueve con velocidad pequeña en el seno de un fluido viscoso (líquido o gas), esta sujeto a una fuerza:

$$R = 6\pi\eta r V_L \quad 5.11$$

Donde:

- η = viscosidad del líquido
- r = radio del cuerpo esférico
- V_L = velocidad límite.
- R = Fuerza de empuje.

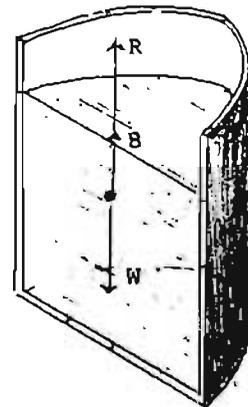


Fig 5.8
Fuerzas aplicadas a un cuerpo esférico en el interior de un fluido

Cuando se alcanza la velocidad límite, (figura 5.8) la fuerza total es nula:

$$R + B = W \quad 5.12$$

Sustituyendo las expresiones 5.11, 5.10 y 5.9 en 5.12

$$\frac{4}{3} \pi r^3 g \rho' + 6 \pi \eta r V_l = \frac{4}{3} \pi r^3 g \rho$$

Despejando V_l :

$$V_l = \frac{2}{9} \frac{r^2 g}{\eta} (\rho - \rho') \quad 5.13$$

Que es la expresión que mide la velocidad límite de una esfera de radio y densidad conocido y en la que también se puede conocer la viscosidad del fluido en el cual cae e inversamente si se conoce la viscosidad se puede determinar el radio r de la esfera, midiendo la velocidad límite.

Donde:

ρg = peso específico de la esfera.

$\rho' g$ = peso específico del fluido.

η = viscosidad absoluta o dinámica del fluido.

D = diámetro de la esfera

g = aceleración de la gravedad.

V_l = velocidad de caída de la esfera.

Sustituyendo D en la expresión 5.13

$$V_l = \frac{2\gamma_s - \gamma_o}{9\eta} \left(\frac{D}{2}\right)^2 \text{ cm/seg} \quad 5.14$$

Despejando D

$$D = \frac{18\eta V_l}{\gamma_s - \gamma_o} \text{ cm} \quad 5.15$$

La expresión 5.15 en mm

$$D = \sqrt{\frac{30\eta}{980(\gamma_s - \gamma_o)} \frac{L}{t}} \text{ mm} \quad 5.16$$

Que puede a su vez ser simplificada de la siguiente forma:

$$D = K \sqrt{\frac{L}{t}} \text{ mm} \quad 5.17$$

Como todas las variables menos L/t son independientes del problema excepto por la temperatura de la suspensión, es posible evaluar $K = f(T, \gamma_s)$ de una sola vez, como se muestra en la (tabla.5.1).

Esta expresión se aplica para partículas de suelo que alcanzan a sedimentarse en agua, pero estas deberán tener un diámetro menor a 0.2 mm, ya que en tamaños mayores las turbulencias provocadas por el movimiento de las partículas alteran apreciablemente la ley de sedimentación.

Temperatura (°C)	PESO UNITARIO DE LOS BOLEDES DEL SUELO (g/mm ³)							
	2.25	2.25	2.25	2.25	2.70	2.71	2.80	2.85
15	0.0181	0.0168	0.0168	0.0164	0.0161	0.0158	0.0157	0.0156
17	0.0169	0.0160	0.0160	0.0157	0.0154	0.0152	0.0150	0.0149
18	0.0160	0.0154	0.0154	0.0151	0.0148	0.0146	0.0144	0.0143
19	0.0155	0.0149	0.0149	0.0146	0.0143	0.0141	0.0139	0.0138
20	0.0149	0.0144	0.0144	0.0141	0.0138	0.0136	0.0134	0.0133
21	0.0144	0.0139	0.0139	0.0136	0.0133	0.0131	0.0129	0.0128
22	0.0140	0.0135	0.0135	0.0132	0.0129	0.0127	0.0125	0.0124
23	0.0136	0.0131	0.0131	0.0128	0.0125	0.0123	0.0121	0.0120
24	0.0132	0.0127	0.0127	0.0124	0.0121	0.0119	0.0117	0.0116
25	0.0128	0.0123	0.0123	0.0120	0.0117	0.0115	0.0113	0.0112
26	0.0124	0.0119	0.0119	0.0116	0.0113	0.0111	0.0109	0.0108
27	0.0120	0.0115	0.0115	0.0112	0.0109	0.0107	0.0105	0.0104
28	0.0116	0.0111	0.0111	0.0108	0.0105	0.0103	0.0101	0.0100
29	0.0112	0.0107	0.0107	0.0104	0.0101	0.0099	0.0097	0.0096
30	0.0108	0.0103	0.0103	0.0100	0.0097	0.0095	0.0093	0.0092

Tabla 5.1
Valores de K de la ecuación 5.17 para varias combinaciones de pesos unitarios y temperaturas

El análisis hidrométrico determina la gravedad específica de la suspensión de agua-suelo en el centro del bulbo (fig 5.8). Todas las partículas de mayor tamaño que aquellas que se encuentren aun en suspensión en la zona mostrada como L (la distancia entre el centro de volumen del bulbo y la superficie del agua) caen por debajo de la profundidad del centro de volumen, y esto hace decrecer permanentemente la gravedad específica de la suspensión en el centro del volumen del hidrómetro, además como el hidrómetro tiene un peso constante a medida que disminuye la gravedad específica de la suspensión, el hidrómetro se hunde mas dentro de las suspensión (aumentando así la distancia L). Como se sabe también, la gravedad específica del agua (o densidad) decrece a medida que la temperatura aumenta (o disminuye) de 4^oc. Lo que ocasiona un mayor hundimiento del hidrómetro dentro de la suspensión

Como L representa la distancia de caída de las partículas en un intervalo de tiempo dado t, y la velocidad se puede definir en la expresión 5.16 como la distancia dividida por el tiempo, entonces la velocidad de caída de las partículas es:

$$v = \frac{L}{t}$$

Por consiguiente se requiere conocer la profundidad L correspondiente a algún tiempo dado t de forma que se pueda determinar la velocidad necesaria para utilizar en la ecuación de Stokes.

Para encontrar L se requiere medir la distancia L₂ y varios valores de la distancia variable L₁ (Fig 5.9) utilizando una escala. Posteriormente usar un cilindro de sedimentación graduado de sección transversal A conocida, sumergir dentro del bulbo el hidrómetro y determinar el cambio en la medición del cilindro. Esto permite determinar el volumen del bulbo del hidrómetro V_b. Luego se puede calcular la longitud L en cm si L₁ y L₂ están en cm y V_b se encuentra en cm³, de la siguiente forma:

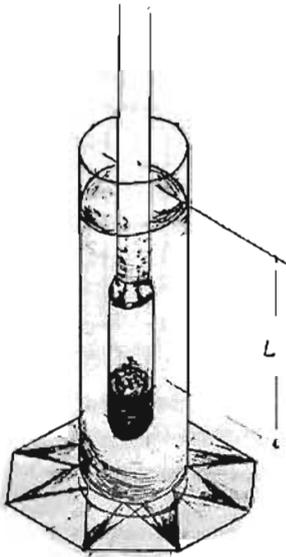


Fig 5.9
Análisis de suelos finos con el hidrómetro

$$L = L_1 + \frac{1}{2} \left(L_2 - \frac{V_b}{A} \right) \quad 5.17$$

El termino -V_b /A de la expresión 5.17 toma en consideración que la suspensión de suelo agua se eleva una cantidad V_b/A cuando el hidrómetro se colocan en el cilindro de sedimentación. Así el centro de volumen se desplaza hacia arriba $\frac{1}{2} \frac{V_b}{A}$ de la expresión 5.17

La lectura del hidrómetro no debe de ser corregida para su utilización en la expresión 5.17 excepto por el error de menisco (en una suspensión turbia es necesario leer en la parte superior del menisco). La razón para solo tener en cuenta esta corrección en la determinación de la velocidad de caída consiste en que la lectura real de la distancia L que las partículas han recorrido es independiente de la temperatura, gravedad específica de la solución, o cualquier otro tipo de variable.

Conocido el diámetro de la partícula, también se puede conocer el porcentaje mas fino que aun se encuentra en suspensión dentro del rango de L.

$$\text{Porcentaje de material mas fino} = \frac{R_c}{W_s} \times 100 \quad 5.18$$

Donde:

R_c = gramos de suelo en suspensión en un tiempo t dado (lectura corregida del hidrómetro).

W_s = Peso original de suelo colocado en suspensión, g.

Donde

$$R_c = R_a - \text{corrección de menisco} + C_t \quad 5.19$$

C_t = Corrección por temperatura.

R_a = Lectura real.

R_c = Lectura corregida

Las dimensiones y términos del hidrómetro 152h (fig.5.10)

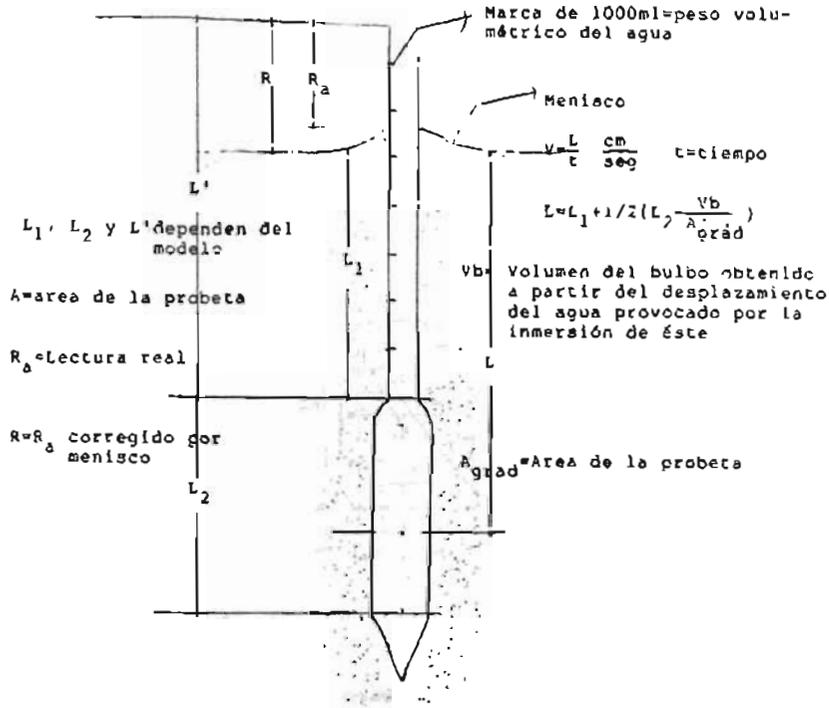


Fig 5.10
Dimensiones y términos del hidrómetro

$$V = L/t \text{ cm/seg}$$

$$L = L_1 + 1/2(L_2 - Vb/A_{grad})$$

$$L_1 = 10.5 \text{ cm. para } R=0.$$

$$L_1 = 2.30 \text{ cm. para } R=50.$$

$$L_2 = 14 \text{ cm. ASTM}$$

$$Vb = 67.0 \text{ cm}^3$$

$$A_{grad} = 27.8 \text{ cm}^2 \text{ para } 1000\text{ml}$$

Probeta graduada (no la probeta del hidrometro)

R_a = lectura real

$R = R_a$ corregido por menisco.

L = depende del modelo.

Si G_s no es igual a 2.65, es posible calcular una constante a para utilizar en la ecuación 5.18 por proporción como sigue

$$a = \frac{\gamma_s(1.65)}{(\gamma_s - 1)2.65} \quad 5.20$$

el porcentaje mas fino cuando $\gamma_s \neq 2.65$ se calcula como:

$$\text{Porcentaje mas fino} = \frac{Rca}{W_s} \times 100.$$

5.4 Obtención en laboratorio de la granulometría en suelos gruesos con tamices o mallas

▪ Preparación de las muestras

Para ensayar la prueba de granulometría en suelos, se requiere de preparar el suelo como se describe en el (capítulo 1.4)

Equipo necesario para la ejecución de la prueba

- Juego de tamices o mallas
- Mortero y mano de mortero o pulverizador mecánico
- Balanza de 0.10 gr. De aproximación

Ejecución de la prueba

a. Se toma la cantidad de suelo que se hará pasar a través de las mallas. Esta cantidad de suelo deberá ser de aproximadamente 60gr.

b. Se forma la columna de tamices con la malla 4" hasta la #4

c. Se realiza el agitado con equipo manual o mecánico, por un tiempo de 8-10 minutos con equipo mecánico y, de 15 a 20 minutos con equipo manual. (foto 5.3)

d. Una vez realizado el agitado, se registra el peso de cada una de las fracciones de suelo retenido en las mallas.

e. Cuando hay partículas de suelo que quedan atrapadas en las mallas, se barre la superficie de la malla con una brocha, desprendiendo y vaciando las partículas de suelo correspondiente al tamaño (foto 5.4)

Cálculos.

- Se prepara una hoja de registro para anotar los datos.
- Se revisa que el peso inicial de suelo colocado para la prueba no haya perdido más del 2% del material de suelo analizado. Para su comprobación se suman los pesos de suelo retenido en cada malla desde la malla No 4 hasta la # 200.

Donde

$$\text{Porcentaje Perdido} = \left(\frac{\text{Peso} \cdot \text{Retenido}}{\text{Peso} \cdot \text{Total}} \cdot 100 \right) - 100$$

- Para completar el registro del porcentaje retenido, se obtiene el porcentaje que representa el peso del suelo retenido en cada malla, entre el peso total inicial de suelo multiplicado por cien 100

$$\text{Porcentaje retenido parcial} = \frac{\text{Porcentaje} \cdot \text{de} \cdot \text{suelo} \cdot \text{retenido} \cdot \text{en} \cdot \text{cada} \cdot \text{malla}}{\text{Peso} \cdot \text{inicial} \cdot \text{de} \cdot \text{suelo}}$$

- El registro del porcentaje de suelo que pasa a través de las mallas se obtiene al considerar el 100% del material que pasa, menos el porcentaje de material que queda retenido.

$$\text{Porcentaje que pasa} = \text{Porcentaje que pasa menos el Porcentaje retenido parcial.}$$

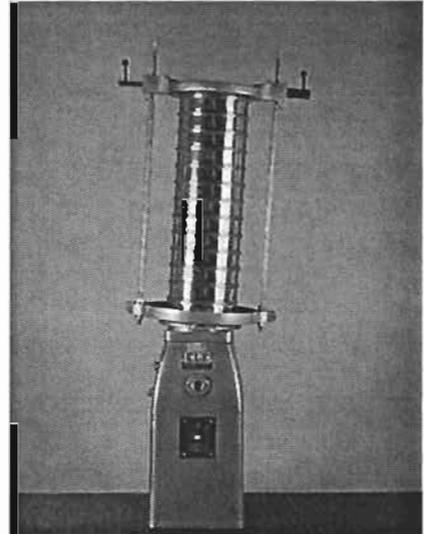


Foto 5.4
Agitador mecánico

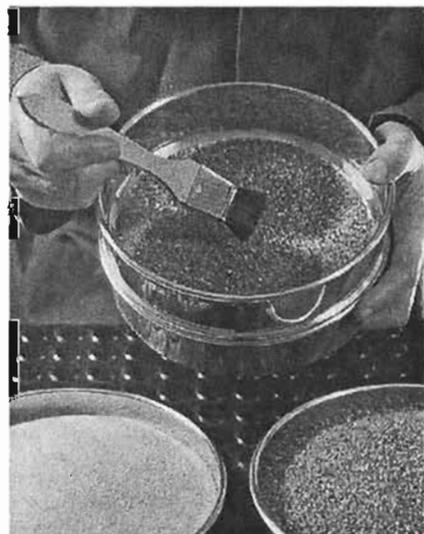


Foto 5.5
Desprendimiento del material retenido
en las mallas

- Con el registro completo se traza la curva granulométrica, y se obtiene el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura con base al diámetro correspondiente al D_{30} , D_{60} y D_{10}

5.5 Obtenición en laboratorio de la granulometría en suelos finos por medio del hidrómetro

Preparación del equipo y la muestra

Calibración del hidrómetro

- Como el hidrómetro tiene en el vástago una escala de papel que se puede desplazar, se necesita verificar que no haya sufrido desplazamientos (foto 5.5)
- Para su verificación se preparan soluciones de sal químicamente puras (foto 5.7) y se registran las lecturas del hidrómetro en cada una de las soluciones, para esto se usan concentraciones de 8, 16 y 24 gr. de sal, con agua destilada que forman 500 cm³ de solución.
- Se obtiene el volumen de tres matraces hasta la marca de aforo dividiendo el peso del agua hasta la marca de aforo entre el peso volumétrico del agua.

$$W_w = W_m + W_w - W_m$$

Luego entonces:

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w}$$

Donde:

- W_w = peso del agua.
- W_m = peso del matraz
- W_{m+w} = peso del matraz mas agua.
- V_w = volumen de agua.
- γ_w = peso volumétrico del agua.

- Se pesa en una bascula de precisión de 0.01 gr. 8, 16, y 24 gr de sal. A los matraces les quitamos diez centímetros cúbicos de agua por debajo de la marca de aforo y se vierten las porciones de sal.
- Se deja que la sal alcance a disolverse y volvemos a llenar con agua hasta la marca de aforo.
- Se registra el peso de los matraces y se calculan los pesos volumétricos.

$$\gamma_w = \frac{\text{Peso de la solución}}{\text{Volumen de la solución}}$$

Peso de la solución = Peso del matraz con solución menos el peso del matraz

$$\text{Volumen de la solución} = \frac{\text{Peso del agua que llena el matraz}}{\text{Peso del agua a la temperatura de operación}}$$

- Se vierten las soluciones de los matraces a tres probetas de 500 cm³.

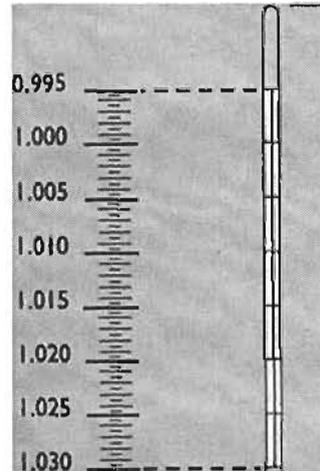


Foto 5.6
Verificación de escala del hidrómetro

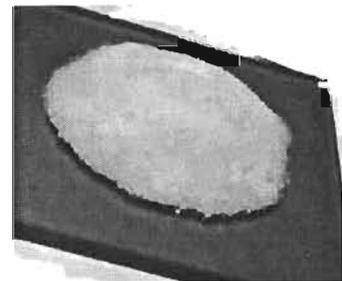


Foto 5.7
Sal químicamente pura.

- Se coloca el hidrómetro en una de las probetas y se registra la lectura observada por debajo del menisco, o sea, la altura del nivel libre del agua, se hace lo mismo con las otras soluciones.

$$L = \frac{1000(\gamma_u - 1)S_c}{S_c - 1}$$

Donde

L = lectura en (gramos/litro) que es la lectura real que deberíamos leer en el hidrómetro

γ_u = peso volumétrico aparente de la solución tomando en cuenta los cambios volumétricos del bulbo del hidrómetro a la temperatura de operación respecto a la calibración. (20°C).

$S_s = 2.65$ (valor constante para todos los hidrómetros).

El peso volumétrico aparente γ_u , se obtiene a partir del peso volumétrico calculado, γ_m por medio de la relación.

$$\gamma_u = (\gamma_m / (1 + \gamma_c - \gamma_c - (m/10^3)))$$

Corrección por temperatura $-m_t$: se dan los valores en la (tabla 5.2)

Corrección por γ_c la del agua a la temperatura de calibración del hidrómetro 0.9982 para una temperatura de calibración de 20°C.

- Al suponer que la calibración del hidrómetro normalmente se realiza a una temperatura de 20°C y cualquier cambio en la temperatura, altera el peso volumétrico, se consideran los factores de la tabla 5.3.

- Los valores de corrección por temperatura m_t de la tabla 5.2 corresponden a la densidad del agua a la temperatura de la solución tabla 5.3

mT : Corrección por temperatura					
T C	mT	T C	mT	T C	mT
14.0	-0.9	20.0	0.0	26.0	+1.3
14.5	-0.8	20.5	+0.1	26.5	+1.4
15.0	-0.8	21.0	+0.2	27.0	+1.5
15.5	-0.7	21.5	+0.3	27.5	+1.6
16.0	-0.6	22.0	+0.4	28.0	+1.7
16.5	-0.6	22.5	+0.5	28.5	+1.9
17.0	-0.5	23.0	+0.6	29.0	+2.1
17.5	-0.4	23.5	+0.7	29.5	+2.2
18.0	-0.4	24.0	+0.8	30.0	+2.3
18.5	-0.3	24.5	+0.9	30.5	+2.5
19.0	-0.2	25.0	+1.0	31.0	+2.6
19.5	-0.1	25.5	+1.1	31.5	+2.7

Tabla 5.2

Factores de corrección m_t por temperatura.

$$\gamma_c = (m/10^3)$$

Determinación del volumen del bulbo del hidrómetro.

- Se determina el área interior de la probeta.
- Se introduce el hidrómetro dentro de la probeta.
- Se registra el incremento de altura al ser introducido y se multiplica por el área, con lo que se obtiene el volumen del bulbo del hidrómetro.
- Se Pesa el hidrómetro con aproximación de 0.01 gr.
- Como el peso volumétrico del hidrómetro es aproximadamente a 1 gr/cm³. El peso en gramos puede considerarse como el volumen en centímetros cúbicos este volumen incluye el vástago.

Altura de caída de las partículas

- Para encontrar L se necesita medir la distancia L_2 y suficientes valores de la distancia variable L_1 , además se requiere conocer el volumen desplazado para cada nueva

Temp. (°C)	Peso unitario del agua (g/cm ³)	Viscosidad del agua (poises) ¹
4	1.00000	0.01667
16	0.99897	0.01111
17	0.99880	0.01083
18	0.99862	0.01056
19	0.99844	0.01030
20	0.99823	0.01006
21	0.99802	0.00981
22	0.99780	0.00958
23	0.99757	0.00936
24	0.99733	0.00914
25	0.99708	0.00894
26	0.99682	0.00874
27	0.99655	0.00855
28	0.99627	0.00836
29	0.99598	0.00818
30	0.99568	0.00801

Tabla 5.3

Factores de corrección γ_c a la temperatura de calibración del hidrometro

medida de L_1 . El área de la probeta es una constante (área de la probeta de sedimentación).

Así:

$$L = L_1 + \frac{1}{2} \left(L_2 - \frac{V_b}{A} \right)$$

• Se Resta el $\frac{V_b}{2A}$ dado que la suspensión agua-suelo se eleva V_b/A cuando colocamos el hidrómetro en el cilindro de sedimentación.

-
- Entonces el centro de volumen se desplaza hacia arriba ($L/2$) (V_b/A)
- Se corrige la lectura por error de menisco.

Corrección por menisco.

• La Calibración del hidrómetro esta hecha para realizar lecturas al nivel libre del líquido, pero la marca a este nivel en la suspensión agua-suelo no se puede ver, por lo que se debe realizar una corrección.

- Se sumerge el hidrómetro.
- Se determinan dos lecturas, una en la parte superior del menisco y otra siguiendo la superficie horizontal del agua.
- La diferencia entre las dos lecturas proporciona la corrección (C_m).

$$L_{ms} - L_{mi} = C_m$$

L_{ms} = lectura de menisco superior.

L_{mi} = lectura de menisco inferior.

C_m = Corrección por menisco.

Corrección por defloculante

Esta Corrección se efectúa debido al aumento de densidad por el uso de defloculante en la suspensión lo que implica una disminución en L . Este valor se obtiene al sumergir el hidrómetro en agua destilada y registrando la lectura de la escala. Posteriormente se añade la cantidad de defloculante que establece el procedimiento y se sumerge nuevamente el hidrómetro y se registra nuevamente el valor de la lectura.

La diferencia entre ambas lecturas es C_d .

C_d = Corrección por defloculante.

Ejecución de la prueba

- Se obtiene previamente la S_s (Peso específico de los sólidos) de la muestra.
- Se vierte una porción de suelo de 50 gr. de peso seco.
- Se utiliza un defloculante o dispersante (hexametáfosfato de sodio) para separar las partículas de suelo que aun permanezcan unidas con otras (típico de arcillas), la cantidad a usar es de aproximadamente veinticinco (25)ml. de defloculante y ciento veinticinco (125)ml. de agua. (foto 5.7).
- Se Deja actuar al defloculante por espacio de una hora; un suelo arcilloso residual muy compacto necesitará hasta 24 horas (foto 5.8).
- Se coloca la solución en una batidora, la solución debe ocupar 1/4 parte del vaso para evitar que se derrame.

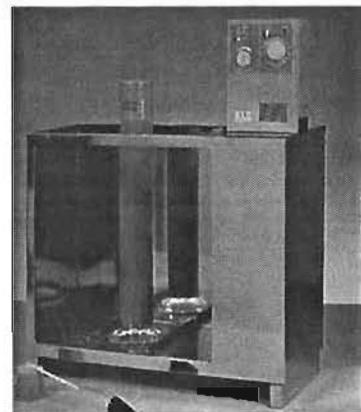


Foto 5.7
Colocación del defloculante

- se licua por espacio de 15 minutos.
- Se coloca en la probeta y se le agrega agua hasta la marca de los 1000 ml., (foto 5.10)
- Se coloca otra probeta adicional, la cual indica la temperatura y la corrección por menisco que se debe hacer a la prueba.
- Se tapa la boca de la probeta que contiene la solución.
- Se agita la probeta, hasta que todas las partículas se encuentren en suspensión.
- Se establecen los intervalos de tiempo, en los cuales se tomaran las lecturas en la escala del hidrómetro.
- Se introduce el hidrómetro con cuidado, para no provocar dispersiones que alteren el resultado. Se recomienda después de cada lectura, retirar el hidrómetro y colocarlo en la probeta de control.
- Se registra la temperatura de la suspensión suelo-agua con una precisión de 1°C. Para cada medición del hidrómetro.
- Con los datos de la prueba se efectúan los cálculos.

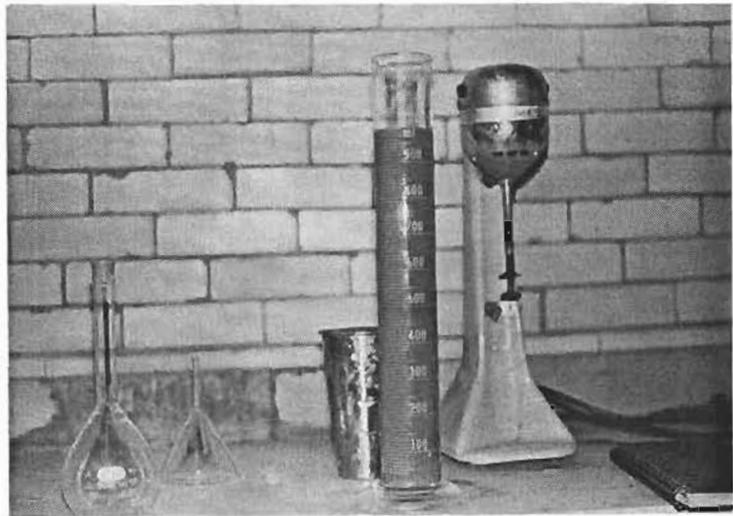


Foto 5.8

Acción del defloculante sobre las partículas de suelo



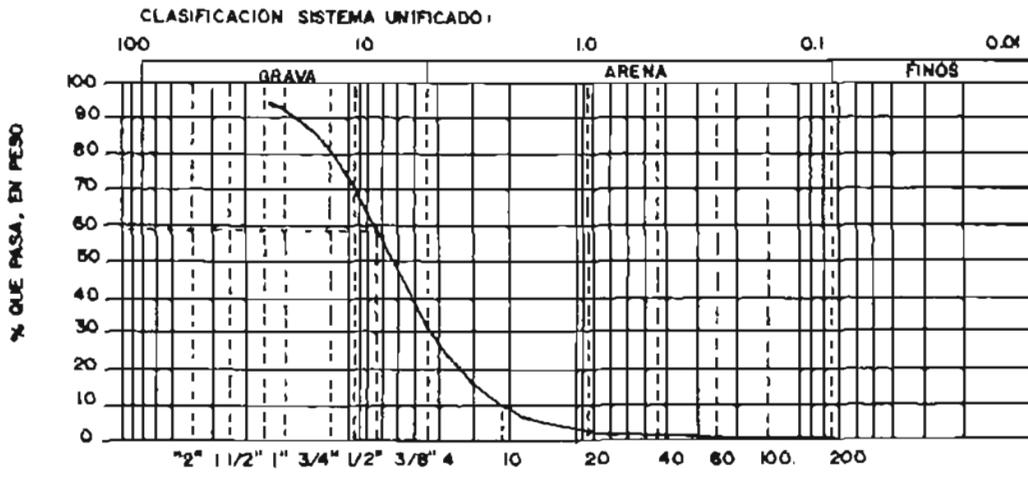
Foto 5.9

Colocación de agua hasta la marca de los 1000 ml

DEPARTAMENTO DE TALLERES Y LABORATORIOS
GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA <u>Edific. casas habitacion</u>					PESO DE LA MUESTRA <u>3500 gr</u>				
LOCALIZACION <u>Calle Antonio la Sibona</u>					RECIPIENTE No. _____				
ENSAYE No. <u>1</u>		SONDEO No. <u>1</u>			PESO RECIP. ± SUELO HUMEDO (gr.) _____				
MUESTRA No. <u>1</u>		PROF. <u>1.20</u>			PESO RECIP. - SUELO SECO (gr.) _____				
DESCRIPCION <u>Grava con Suelo. en casa</u>					PESO AGUA (gr.) _____				
FECHA _____					PESO RECIPIENTE (gr.) _____				
OPERADOR <u>J.F.R.</u>					PESO MUESTRA SECA (gr.) _____				
CALCULO <u>J.F.R.</u>					CONTENIDO DE HUMEDAD (%) _____				

Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa
	mm.	gr.	%	%		mm.	gr.	%	%
2"	50.80				10.	2.000	660	93.41	6.59
1 1/2"	38.10				20	0.840	156	97.86	2.14
1"	25.40	269	7.69	92.31	40	0.420	25	98.57	1.43
3/4"	19.05	379	10.52	81.48	60	0.250	11	99.89	1.12
1/2"	12.70	542	15.01	65.99	100	0.149	16	99.94	0.66
3/8"	9.52	538	15.24	50.76	200	0.074	10	99.63	0.37
No. 4	4.75	866	24.74	26.02	PASA 200		13	100.00	0.00
Pasa No. 4					SUMA		3500.		
SUMA									



DIAMETRO EN mm.

D ₁₀ = <u>2.75</u>	C _u = $\frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{11.50}{2.75} = 4.18$	3" = <u>0.20</u> %
D ₃₀ = <u>5.40</u>	D ₆₀ = <u>11.50</u>	G = <u>21.98</u> %
D ₆₀ = <u>11.50</u>	C _c = $\frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = \frac{5.40^2}{2.75 \times 11.50} = 0.92$	S = <u>26.02</u> %
		F = _____ %

CLASIFICACION SUCB. Grava mal graduada con arena

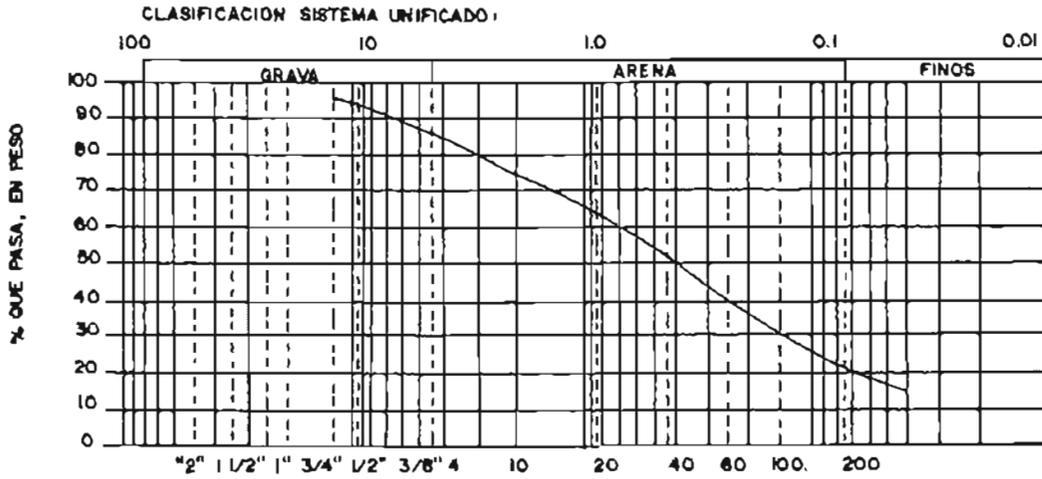
OBSERVACIONES: _____

Fig 5.4
Curva granulométrica de una grava mal graduada con arena

GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA _____ LOCALIZACION _____ ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____ MUESTRA No. _____ PROF. _____ DESCRIPCION _____ FECHA _____ OPERADOR _____ CALCULO _____	PESO DE LA MUESTRA _____ RECIPIENTE No. _____ PESO RECIPI. ± SUELO HUMEDO (gr.) _____ PESO RECIPI. ± SUELO SECO (gr.) _____ PESO AGUA (gr.) _____ PESO RECIPIENTE (gr.) _____ PESO MUESTRA SECA (gr.) _____ CONTENIDO DE HUMEDAD (%) _____
---	---

Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa
	m.m.	gr.	%	%		m.m.	gr.	%	%
2"	50.80				10.	2.000	17.40	8.70	75.30
1 1/2"	36.10				20	0.840	20.00	10.00	65.30
1"	25.40				40	0.420	23.00	11.50	53.80
3/4"	19.05				60	0.250	25.20	12.60	41.20
1/2"	12.70	11.66	6.83	94.17	100	0.149	17.00	4.50	32.70
3/8"	9.52	9.26	4.63	87.54	200	0.074	23.40	11.70	21.00
No. 4	4.75	11.08	5.54	84.00	PASA 200		42.00	21.00	21.00
Pasa No. 4					SUMA				
SUMA									



D ₁₀ = 0.036 D ₃₀ = 0.115 D ₆₀ = 0.620	DIAMETRO EN mm. $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.62}{0.036} = 17.22$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = 1.70$	3" = _____ % G = 16.10 % S = 63.00 % F = 21.00 %
---	---	---

CLASIFICACION SUCS. Arena - arcillosa con pocas gravas.

OBSERVACIONES: _____

Fig 5.5
Curva granulométrica de una arena arcillosa con pocas gravas

Memoria de calculo

Rc=Ra-corrección por defloculante +Ci

Rc= 50-3-0.2=46.80

Ci=0.2 para 21°C(Tabla 5.2)

$$a = \frac{\gamma_s(1.65)}{(\gamma_s - 1)2.65} = 0.99 \quad \text{tabla 5.4}$$

Porcentaje mas fino = $\frac{Rca}{Ws} \times 100$

$$Pf = \frac{46.80 \times 0.99 \times 100}{50} \times 100$$

Hidròmetro corregido por menisco

=50+1=51

de la tabla 5.5

L=7.9

De la tabla 5.6

K=0.0136

Entonces

$$D = K \sqrt{\frac{L}{T}} = 0.0136 \sqrt{\frac{7.9}{1}} = 0.036$$

Para Rc =49-3-0.2=45.80

$$Pf = \frac{45.80 \times 0.99 \times 100}{50} = 90.68$$

Hidròmetro corregido por menisco

=49+1=50

L=8.1

K=0.0136

Entonces

D=0.027

Para Rc=47-3-0.20=43.80

$$Pf = \frac{43.80 \times 0.99 \times 100}{50} = 86.72$$

Hidròmetro corregido por menisco

=44+1=45

L=8.9

L=8.9

mT : Corrección por Temperatura					
T C	mT	T C	mT	T C	mT
14.0	-0.9	20.0	0.0	26.0	+1.3
14.5	-0.8	20.5	+0.1	26.5	+1.4
15.0	-0.8	21.0	+0.2	27.0	+1.5
15.5	-0.7	21.5	+0.3	27.5	+1.6
16.0	-0.6	22.0	+0.4	28.0	+1.7
16.5	-0.6	22.5	+0.5	28.5	+1.9
17.0	-0.5	23.0	+0.5	29.0	+2.1
17.5	-0.4	23.5	+0.7	29.5	+2.2
18.0	-0.4	24.0	+0.8	30.0	+2.3
18.5	-0.3	24.5	+0.9	30.5	+2.5
19.0	-0.2	25.0	+1.0	31.0	+2.6
19.5	-0.1	25.5	+1.1	31.5	+2.7

Tabla 5.2

Factores de corrección mt por temperatura .

Peso unitario de los sólidos del suelo (g/cm ³)	Factor de corrección α
2.65	0.96
2.80	0.97
2.75	0.98
2.70	0.99
2.45	1.00
2.60	1.01
2.55	1.02
2.60	1.04

Tabla 5.4

Factores de corrección α para el peso unitario de sólidos.

Lectura original del hidrómetro (corregida por menisco solamente)	Profundidad efectiva L (cm)	Lectura original del hidrómetro (corregida por menisco solamente)	Profundidad efectiva L (cm)	Lectura original del hidrómetro (corregida por menisco solamente)	Profundidad efectiva L (cm)
0	16.3	21	12.9	42	9.4
1	16.1	22	12.7	43	9.2
2	16.0	23	12.5	44	9.1
3	15.8	24	12.4	45	8.9
4	15.6	25	12.2	46	8.8
5	15.5	26	12.0	47	8.6
6	15.3	27	11.9	48	8.4
7	15.2	28	11.7	49	8.3
8	15.0	29	11.5	50	8.1
9	14.8	30	11.4	51	7.9
10	14.7	31	11.2	52	7.8
11	14.5	32	11.1	53	7.8
12	14.3	33	10.9	54	7.4
13	14.2	34	10.7	55	7.3
14	14.0	35	10.6	56	7.1
15	13.8	36	10.4	57	7.0
16	13.7	37	10.2	58	6.8
17	13.5	38	10.1	59	6.6
18	13.3	39	9.9	60	6.5
19	13.2	40	9.7		
20	13.0	41	9.6		

Tabla 5.5

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

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

Tabla 5.6

Valores de K para varias combinaciones de pesos unitarios y temperaturas.

$$D = 0.0136 \sqrt{\frac{8.9}{3}} = 0.023$$

$$\text{Para } Rc = 44 - 3 - 0.20 = 40.80$$

$$Pf = \frac{40.80 \times 0.99 \times 100}{50} = 80.78$$

Hidrômetro corrigido por menisco

$$= 44 + 1 = 45$$

$$L = 8.9$$

$$D = 0.0136 \sqrt{\frac{8.9}{4}} = 0.020$$

$$\text{Para } Rc = 41 - 3 - 0.20 = 37.80$$

$$Pf = \frac{37.80 \times 0.99 \times 100}{50} = 74.84$$

Hidrômetro corrigido por menisco

$$= 41 + 1 = 42$$

$$L = 9.4$$

$$D = 0.0136 \sqrt{\frac{9.4}{8}} = 0.019$$

$$\text{Para } Rc = 36 - 3 - 0.20 = 32.80$$

$$Pf = \frac{32.80 \times 0.99 \times 100}{50} = 64.94$$

Hidrômetro corrigido por menisco

$$= 36 + 1 = 37$$

$$L = 10.2$$

$$D = 0.0136 \times \sqrt{\frac{10.2}{16}} = 0.011$$

$$\text{Para } Rc = 32 - 3 - 0.2 = 28.80$$

$$Pf = \frac{28.80 \times 0.99 \times 100}{50.0} = 57.02$$

Hidrômetro corrigido por menisco.

$$= 32 + 1 = 33$$

$$L = 10.9$$

$$D = 0.0136 \sqrt{\frac{10.9}{30}} = 0.008$$

$$\text{Para } Rc = 27 - 3 - 0.20$$

$$=23.80$$

$$Pf = \frac{23.80 \times 0.99 \times 100}{50} = 47.12$$

Hidrômetro corrigido por menisco

$$=27+1=28$$

$$L=11.7$$

$$D=0.0136 \sqrt{\frac{11.7}{60}} = 0.0060$$

$$\text{Para } Rc=25-3-0=22$$

$$Pf=43.56$$

Hidrômetro corrigido por menisco

$$=25+1=26$$

$$L=12.00$$

$$D=0.0136 \times \sqrt{\frac{12.0}{125}} = 0.0042$$

$$\text{Para } Rc=20-3.00-0.0=17.0$$

$$Pf = \frac{17.0 \times 0.99 \times 100}{50} = 33.66$$

Hidrômetro corrigido por menisco

$$=20+1=21$$

$$L=12.9$$

$$D=0.0136 \sqrt{\frac{12.9}{330}} = 0.0026889$$

$$\text{Para } Rc=18-3-0.4=14.60$$

$$Pf = \frac{14.60 \times 0.99 \times 100}{50} = 28.90$$

Hidrômetro corrigido por menisco

$$=18+1=19$$

$$L=13.20$$

$$D=0.0148 \sqrt{\frac{13.20}{990}} = 0.0017$$

$$\text{Para } R_c = 16 - 3 - 0.40 = 12.60$$

$$P_f = \frac{12.60 \times 0.99 \times 100}{50} = 24.95$$

Hidròmetro Corregido por menisco

$$= 16 + 1 = 17$$

$$L = 13.5$$

$$D = 0.0148 \sqrt{\frac{13.5}{1410}} = 0.0014$$

$$\text{Para } R_c = 14 - 3 - 0.5 = 10.5$$

$$P_f = \frac{10.5 \times 0.99 \times 100}{50} = 20.79$$

Hidròmetro Corregido por menisco

$$= 14 + 1 = 15$$

$$L = 13.80$$

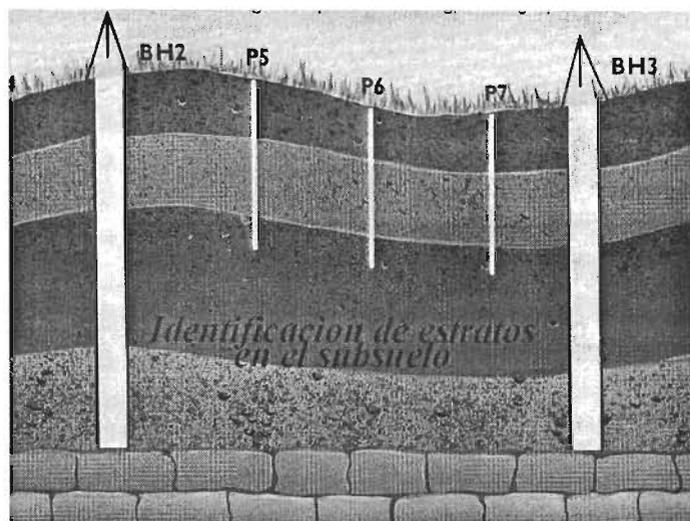
$$D = 0.0141 \sqrt{\frac{13.80}{2850}} = 0.0009$$

Identificación de suelos en campo

Introducción

Las técnicas para identificar un suelo en campo, se deben conocer para poder clasificar con aproximación cualquier tipo de suelo. Estas técnicas de identificación de suelos en campo permiten conocer o inducir propiedades e incluso inferir el comportamiento mecánico del suelo. En la práctica común, se requiere muchas veces identificar preliminarmente los suelos in situ, ya que el refinamiento en la identificación del suelo se realiza posteriormente.

A continuación, se describe brevemente una aplicación práctica de la identificación de suelos en campo en trabajos de localización del nivel de aguas freáticas. Para lo cual se instalan piezómetros con bulbos permeables, en un estrato de suelo arenoso, para permitir la entrada del agua. Para lo cual inicialmente se identifican los estratos de suelo, después se estudian si los estratos tienen las características para servir de filtros permeables, y finalmente se determina la profundidad en la que se deberá colocar el bulbo permeable.



Los suelos se clasifican en dos grupos: suelos gruesos (arenas y gravas), y suelos finos (limos y arcillas). Todos los suelos están constituidos por diferentes tipos de minerales que les dan características especiales que los distinguen, como son el color, olor, textura, tamaño, geometría etc... En la (tabla 6.1) se muestra el color que toman los suelos según el tipo de mineral que los conforman.

Suelos Color blanco

Mineral
Ceolín
Carbonatos
Vidrio volcánico
Materia orgánica animal
Cuarzo

Color café

Producto de la presencia de óxidos de hierro

Color mineral	Suelo
Blanco	Café claro
	Café grisáceo
Negro	Café oscuro
Negro	Café oscuro
Rojo hematita	Café rojiza

Color mineral	Suelo
Negro	Verde olivo oscuro
	Verde olivo grisáceo
Blanco	Verde olivo

Suelos Color negro

Mineral
Minerales ferromagnesianos: biotita y diorita
Evaporación de algunos óxidos de hierro
Materia orgánica y cenizas volcánicas

Color café amarillento (ocre)

Producto de la presencia del mineral limonita

Color mineral	Suelo
Blanco	Ocre claro
Negro	Café olivo
Café oscuro	Café oscuro

Color rojo

Producto de la presencia de feldespato rojos y hematita

Color mineral	Suelo
Blanco	Rosa
Negro	Rojo oscuro

Tabla 6.1

Color de los suelos por la influencia de los minerales que los conforman.

6.2 Principales tipos de suelos

Los suelos se dividen en dos grupos: Suelos cuyo origen es debido a la descomposición física y/o química de las rocas: es decir los suelos inorgánicos y, los suelos cuyo origen es principalmente orgánico. Si en los suelos inorgánicos el producto del intemperismo de la roca permanece en el sitio donde se formó, da origen a un suelo residual. Si el producto del intemperismo de la roca no permanece en el sitio donde se formó da origen a un suelo

transportado, cualquiera que haya sido el agente transportador: por gravedad, taludes, agua, aluviales, lacustres, eólicos, o por los depósitos glaciales.

En cuanto a los suelos orgánicos, su origen es in situ, esto debido a que la cantidad de materia orgánica, ya sea en forma de humus o de materia no descompuesta o en su estado de descomposición, es tan alta con relación a la cantidad de suelo inorgánico, que las propiedades que pudieran derivar de la porción mineral quedan eliminadas; esto es muy común en las zonas pantanosas, en las cuales los restos de vegetación acuática llegan a formar verdaderos depósitos de gran espesor, conocidos con el nombre genérico de turbas; las cuales son características por el color negro, o café oscuro que presentan, también por su poco peso cuando están secas, y su gran compresibilidad y porosidad, la turba es el primer paso de la conversión de la materia vegetal en carbón.

En los siguientes párrafos se describen las características, de los suelos más comunes, conocidas en el medio de la construcción.



Figura 6.1
Diferentes formas que presentan las gravas según la historia de formación de estas.

Gravas

Las gravas, son acumulaciones sueltas de fragmentos de roca con más de cuatro punto setenta y seis milímetros de diámetro, y que debido a su origen, las aristas de sus fragmentos han sufrido desgaste y por lo tanto modificado su forma. Como material suelto suele encontrarse en los lechos, márgenes y en los conos de deyección de los ríos, también en muchas depresiones de terrenos rellenados por el acarreo de los ríos y en muchos otros lugares, a los cuales las gravas han sido retransportadas. Las gravas ocupan grandes extensiones pero casi siempre las encontramos en mayor o menor proporción en cantos rodados, arenas, limos y arcillas. La forma de las partículas de las gravas (Fig 6.1) y la relativa frescura en su mineralogía dependen de la historia de la formación de estas, encontrándose variaciones desde elementos rodados a los poliédricos.

Arenas

Las arenas, es el nombre que se le da a los materiales de grano fino procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial, y cuyas partículas varían entre 4.796 mm–0.0075 mm. El origen y también la existencia de las arenas es análoga a la de las gravas, las dos suelen encontrarse juntas en el mismo depósito. La arena de río, contiene muy a menudo proporciones relativamente grandes de grava y arcillas, las arenas son materiales que estando limpios no se contraen al secarse, no son plásticas, son mucho menos compresibles que las arcillas y si se aplica una carga en su superficie, se comprimen casi instantáneamente.

Limos

Los limos, son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser limo inorgánico, como el producto en cantera o limo orgánico como el que se suele encontrar en los ríos, siendo estos últimos casi siempre de características plásticas. El diámetro de las partículas de los limos está comprendido entre 0.05 mm y 0.005 mm. Los limos sueltos y saturados son completamente inadecuados, para soportar cargas por medio de zapatas; su color varía desde gris claro a gris oscuro, la permeabilidad de los limos orgánicos es muy baja y su compresibilidad muy alta.

Arcillas

Reciben el nombre de arcillas, las partículas de sólidos con diámetros menores de 0.05 mm, y, cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua; químicamente es un silicato de alumina hidratada, aunque en no pocas ocasiones contiene también silicato de hierro o de magnesio hidratados, la estructura de estos minerales

es generalmente cristalina y complicada en sus partículas, dispuestas en forma laminar. De hecho se puede decir que hay dos tipos clásicos de tales láminas uno de ellos del tipo silíceo y el otro del tipo aluminico, una lámina de tipo silíceo, se encuentra formada por un átomo de silicio rodeado de cuatro átomos de oxígeno, arreglándose el conjunto en forma de tetraedro, estos tetraedros se agrupan entre sí formando una unidad hexagonal, la cual se repite indefinidamente constituyendo una redícula laminar. La unión entre cada dos tetraedros se lleva a cabo mediante un mismo átomo de oxígeno; Ahora bien de acuerdo con su arreglo reticular los minerales de arcilla se pueden clasificar en tres grupos básicos que son:

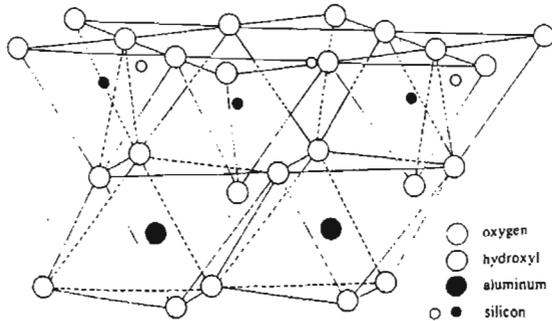


Fig 6.2

Formación reticular de las láminas silíceas y aluminicas de las arcillas caoliniticas.

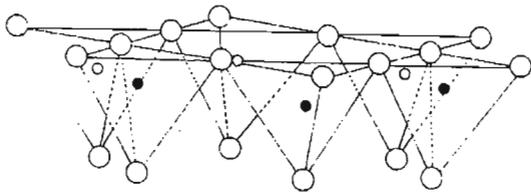


Fig 6.3

Formación reticular de las laminas aluminicas y silicicas

El caolinitico.- (del nombre chino kau – Ling) que procede de la carbonatación de la ortoclasa. Las arcillas caoliniticas están formadas por una lámina silíceo y una lámina aluminica, superpuestas indefinidamente y con una unión tal entre sus retículas, que no permiten la penetración de la moléculas de agua entre ellas, pues producen una capa electrónicamente neutral, lo que induce desde luego a que estas arcillas sean bastante estables en presencia del agua. (fig 6.1).

El montmorillonítico.- que debe su nombre a montmorillon Francia el cual pertenecen las bentonitas, se forman por la superposición indefinida de una lamina aluminica entre las dos láminas silíceas pero con una unión débil entre sus retículas, lo que hace que el agua pueda penetrar en su estructura con facilidad. Estas arcillas en contacto con agua sufren una fuerte expansión provocando inestabilidad en ellas (fig 6.2).

El illítico.- (que debe su nombre a Illinois U.S.A.) que son el producto de la hidratación de las micas y que presentan un arreglo reticular similar al de las montmorilloniticas, pero con una tendencia a formar grumos por la presencia de iones de potasio, lo que reduce el área expuesta al agua y por lo mismo no son tan expansivas como las arcillas montmorilloniticas.

En general las arcillas, ya sean caoliniticas, montmorilloniticas o illiticas, son plásticas, se contraen al secarse y presentan marcada cohesión, según su humedad, son compresibles, y al aplicárseles una carga en su superficie se comprimen lentamente. Otra característica interesante desde el punto de vista de la construcción, es que la resistencia perdida por el remoldeo se recupera parcialmente con el tiempo este fenómeno se conoce con el nombre de tixotropía y es de naturaleza fisico química.

Además de los suelos indicados con anterioridad se encuentran en la naturaleza ciertos suelos especiales que a continuación se mencionan:

Caliche

El término de caliche, se aplica a ciertos estratos de suelo cuyos granos están cementados por carbonatos calcáreos, parece ser que para la formación de los caliches es necesario un clima semiárido; la magra es una arcilla con carbonato de calcio mas homogénea que el caliche, y generalmente muy compacta y de color verdoso.

Loess

Los loess, son sedimentos eólicos, uniformes y cohesivos. Esa cohesión que poseen, es debido a un cementante que poseen del tipo calcáreo, y su color es generalmente castaño claro. El diámetro de las partículas de los loess, esta comprendido entre 0.01 y 0.05 mm. Los loes los distinguimos por que presentan agujeros verticales, que han sido dejados por raíces extinguidas; los loess modificados, son aquellos loess que han perdido sus características debido a

procesos geológicos secundarios, tales como, inmersión temporal, erosión y formación de nuevos depósitos, debido al contenido calcáreo los cortes hechos en los loess se mantienen generalmente casi verticales.

Diatomita

Las diatomitas o tierras diatomáceas, son depósitos de polvo silíceo de color blanco, generalmente compuesto total o parcialmente por residuos de diatomeas, las diatomeas son algas unicelulares microscópicas de origen marino o de agua dulce presentando las paredes de sus células características silíceas.

Gumbo

Es un suelo arcilloso fino, generalmente libre de arena y que parece cera a la vista y al tacto es pegajoso y muy plástico y esponjoso, es un material difícil de trabajar.

Tepetate

Es un material pulverulento de color café claro o café oscuro, compuesto de arcilla limo y arena en proporciones variables, con un cementante que puede ser la misma arcilla o el carbonato de calcio, según sea el componente predominante; el tepetate lo solemos llamar arcilloso, limoso, arenoso, arcillo-limoso, si es que predomina la arcilla, arenoso limoso si es que predomina la arena; limo-arenoso si predomina el limo y así sucesivamente

La mayoría de las veces el tepetate debe su origen a la descomposición y alteración por intemperismo de cenizas volcánicas basálticas; podemos encontrar dentro del tepetate capas o lentes de arena y cenizas basálticas que no tuvieron tiempo de intemperizarse, cuando fueron cubiertas por una capa que si se altero; también se suelen encontrar lentes de piedra pómez dentro del tepetate.

6.3 Procedimientos de identificación

Prueba de identificación por tamaño

IDENTIFICACIÓN POR EL TAMAÑO DE GRANOS		
Nombre	Límite de tamaños	Ejemplo vulgar
Boleo	305 mm. O mayores	Pelota de baloncesto
Canto rodado	76 mm-305 mm	Toronja
Grava gruesa	19 mm – 76 mm	Limón
Grava fina	4.76 mm – 19 mm.	Chicharo.
Arena gruesa	2 mm. – 4.76 mm	Sal mineral
Arena mediana	0.42 mm. – 2 mm	Azúcar o sal de mesa
Arena fina	0.074 mm – 0.42 mm	Azúcar en polvo
Finos	Menores que 0.074 mm	

Tabla 6.2

Identificación de suelos por el tamaño de granos.

Identificar los suelos por tamaños cuando no existen mallas o tamices, se puede realizar fácilmente usando la analogía de tamaños que muestra la (tabla 6.2).

Un procedimiento de identificación de los suelos finos, consiste en verter el suelo disgregado seco en un recipiente de vidrio de un volumen aproximado de 500 ml, en donde se observa un disgregado adicional del suelo al empezar las películas de agua entre las moléculas a romper la estructura de las partículas constituyentes del suelo; el objetivo de este procedimiento es el de observar el tipo de suelo que se sedimenta inmediatamente; si tenemos una muestra de suelo limoso se sedimentara en uno o dos minutos. En el caso de tener una arcilla esta permanecerá en estado de suspensión de una hasta veinticuatro horas.

Pruebas de identificación manuales

Prueba de dilatación o reacción de sacudido

Este ensayo es útil para la identificación de suelo con partículas finas. Después de quitar las partículas mayores que la malla # 40, (0.42 mm), se prepara una porción de suelo húmedo suficiente para que quepa en la palma de la mano; debe quedar una masa suave pero no pegajosa. Cuando se tiene la pasta en la mano, se agita golpeando secamente contra la otra mano varias veces (Foto 6.2). Una reacción positiva consiste en que en la superficie del suelo aparece

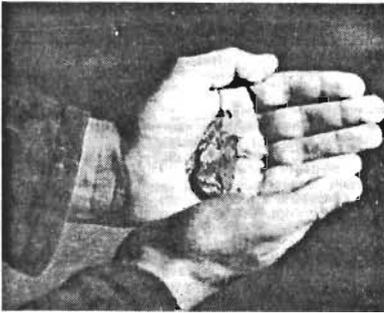


Foto 6.2
Agitado y agitado de la masa de
suelo contra las manos.



Foto 6.3
Desmoronamiento de la muestra de
suelo.

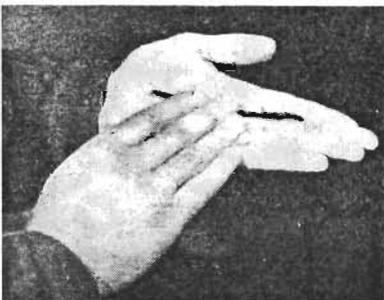


Foto 6.4
Amasamiento del rollo de suelo

agua mientras se agita, la superficie, cambia de color y adquiere una apariencia de hígado, cuando la muestra se aprieta entre los dedos, desaparece de la superficie el agua y el brillo, el suelo se vuelve tieso, se agrieta y desmorona (foto 6.3). Una reacción de este tipo (rápida), ocurre en arenas finas uniformes y no plásticas, así como en algunos limos inorgánicos; cuando se tiene algún contenido de arcilla, esta le proporciona algo de plasticidad al suelo, y la reacción del agua al movimiento es menos rápida. Una reacción muy lenta o francamente inexistente corresponde a arcillas de alta plasticidad.

Prueba de tenacidad

La prueba de tenacidad, es una prueba que se realiza a los suelos, para medir la resistencia al agrietamiento, es decir, la plasticidad que tiene un suelo antes de presentar un agrietamiento, debido a la pérdida de agua, o explicado otra forma, es la plasticidad que tiene el suelo antes de presentar un estado semisólido. La prueba consiste en formar una masilla de suelo agregando suelo seco o secando por evaporación, hasta adquirir una consistencia de plastilina suave. La prueba consiste básicamente, en rolar la masilla de un suelo sobre una base de cristal, hasta que esta adopte la forma de un rollito con un diámetro de 1/8" o 3.0 mm de diámetro; se amasa y se vuelve a rolar varias veces, durante este proceso el rollito de suelo se llega a poner tieso por la pérdida de agua, perdiendo plasticidad, hasta que finalmente se desmorona en el estado plástico (foto 6.4).

La mayor o menor tenacidad de la barrita al acercarse al límite plástico es indicativo de la preponderancia de la fracción arcillosa del suelo. La debilidad del rollo en el límite plástico indica la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad.

Prueba de adherencia

Esta prueba se realiza con el suelo húmedo, tomando una masilla de suelo entre los dedos, se forma una película delgada de suelo en la mano y se deja secar. Una vez que se secó se observa la dificultad o facilidad con la que se desprende de la piel. Si se desprende fácilmente se trata de un suelo arenoso, si no se desprende se tiene un suelo arcilloso.

Prueba de resistencia en estado seco.

Se deja secar la pastilla de suelo se coloca en el horno durante 24 horas. Si el suelo es una arena se desmorona fácilmente. Si es un limo se deshace presentando una consistencia como la del talco. Si es una arcilla, el suelo no se desmorona con el solo contacto de los dedos.

Ensayo del olor

Esta es una característica que presentan los suelos que contienen materia orgánica, o suelos que están contaminados con materia fecal, producto de fugas del drenaje; y se reconoce por el olor penetrante de putrefacción cuando el material se encuentra en estado húmedo; disminuyendo, cuando se encuentra en la intemperie, y aumentando al estar en contacto con el fuego. Ocasionalmente los suelos tienen olores distintivos, sin embargo, un suelo pierde su olor original, o obtiene uno diferente por absorción, por el tiempo que permanece en el laboratorio.

Escuela Nacional de Estudios Profesionales Acatlan

Laboratorio de comportamiento de suelos

Elaboro Jose' Fco. Barras Guerrero

No.	Suelo	Color	Olor	Textura	Dilatancia	Resistencia al estado Seco	Tenacidad
No. 1		Limo Gris	Sin Olor	Limosa	Medio.	Medio-baja	baja
No. 2		Arena Cafe	Sin Olor	Arenosa	Rapida	baja	baja
No. 3		Arcilla verde 0	Sin Olor	Arcillosa	Lenta	Alta	Alta
No. 4		Arcilla Arenosa	Sin Olor	Arcillo arenoso	Medio-Rapida	Medio-Alta	Medio.
No. 5		Limo Arenoso	Sin Olor	limo arenoso	Rapida	baja	baja
No.							

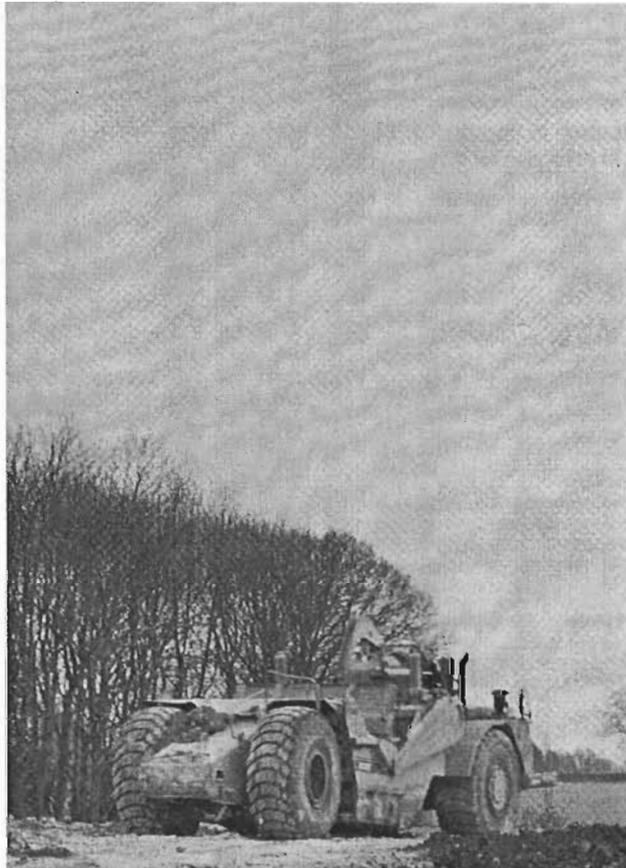
Observaciones Suelos obtenidos a 18:30 mts hasta 20.30 mts para el proyecto del drenaje profundo en Av. Eduardo Molina 1st IV.F+792

Conclusiones _____

Compactación

7.1 Introducción

Existe un gran número de obras, como son: las carreteras, aeropuertos, obras de protección en los cauces de ríos, que para su construcción requieren del uso de la compactación de suelos, ya sea para alcanzar niveles como rellenos, o como parte integral del proyecto; razón por la cual se requiere comprender el comportamiento mecánico, la alteración de propiedades y resultados que se obtienen al efectuar una prueba de compactación



Aplicaciones de la compactación

Suelo de Relleno

- Para rellenar una excavación
- Para incrementar la resistencia del terreno
- Como sub-base de carreteras
- Como estructura de retención (presas)

Compactación

- ▶ Mayor estabilidad
- ▶ Incremento en el VRS
- ▶ Disminución de la compresibilidad y permeabilidad

Efecto en la masa de suelo

- ▶ Incremento en la estabilidad
- ▶ Disminución de asentamientos
- ▶ Disminución en las deformaciones

Básicamente, la compactación, es el proceso de incremento de la densidad del suelo por medios mecánicos, al expulsar el aire contenido en los vacíos del suelo, y generar un elemento de unión entre las partículas de suelo por medio de algún cementante natural. La compactación de los suelos ha sido utilizada por siglos, para mejorar las propiedades de los suelos, estas mejoras han sido, un aumento en la resistencia al esfuerzo cortante y en la impermeabilidad del suelo, también contribuye a disminuir el riesgo de asentamientos futuros.

Para alcanzar la compactación por medios mecánicos en laboratorio y campo, la ingeniería de mecánica de suelos, inventó diferentes dispositivos y maquinaria, diseñados bajo el principio de cargas estáticas y dinámicas; con la finalidad de expulsar el aire y los vacíos del suelo y ocuparlos con los sólidos del suelo. R.R. Proctor estableció un método en laboratorio, el cual consistía en aplicar una carga dinámica a una masa de suelo confinada en un cilindro de compactación con diferentes contenidos de agua.

A partir de estas pruebas, se realizó un registro analítico de la relación del incremento de la densidad con el incremento del contenido de humedad, de lo cual se concluyó que:

Cuando se agregaba una cantidad de agua a un suelo seco de grano fino, las partículas de suelo absorbían parte de las delgadas láminas de agua que se formaban, sin llegar a ser un elemento lubricante entre éstas. Si después se agregaba una cantidad adicional de agua, las láminas de agua se hacían más gruesas, lo que permitía que las partículas comenzaran a separarse. Debido a este fenómeno de lubricación, el proceso de agregar ciertas cantidades de agua a un suelo seco, fue útil en el proceso de compactación hasta un cierto límite, ya que, luego el agua comenzaba a ocupar el aire o vacío que existía entre los sólidos del suelo, si este proceso continuaba, hasta alcanzar la saturación del suelo, entonces, el agua ocupaba los espacios que podían ser ocupados por suelo y el efecto era la pérdida de densidad del suelo.

También observo que el esfuerzo de compactación impartía al suelo

- a) *Un incremento en la resistencia al corte pues ella es función de la densidad*
- b) *Un incremento en el potencial de expansión.*
- c) *Un incremento en la densidad: [$\gamma=f(e)$].*
- d) *Una disminución de la contracción.*
- e) *Una disminución en la permeabilidad [$K=f(e)$].*
- f) *Una disminución en la compresibilidad [$S=f(e)$].*

El incremento de la resistencia, se obtenía tanto de la compactación del lado seco del óptimo como del lado húmedo del óptimo, aunque, se observaba que del lado seco del óptimo, la masa de suelo era menos susceptible a la contracción, pero más susceptible a la expansión, así como también propenso a la falla frágil de la masa al ser sometido a esfuerzos de deformación.

Como también existen básicamente 4 tipos de suelos, fue necesario experimentar con las reacciones de cada uno de ellos al ser sometidos a la acción de cargas estáticas y dinámicas.

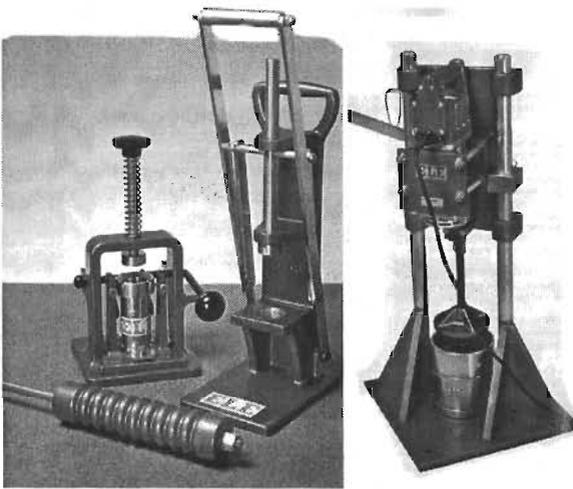


Foto 7.1

Equipo para realizar pruebas de compactación Harvard miniatura y de amasado Hveem

El tipo de esfuerzo estático propuesto por Porter, el cual basa la densificación de la masa de suelo en el acercamiento relativo y uniforme de los grumos o partículas en la dirección de la compresión con mínimo desplazamiento lateral, eran consideraciones supuestas que no apoyaban la compactación por presión estática y al parecer su permanencia de uso solo se justificaba por la sencillez de su realización y la costumbre establecida.

Como carga dinámica se encuentra la compactación por amasado Hveem o compactación Harvard Miniatura, (foto 7.1) los cuales son métodos enfocados a la aplicación de suelos finos plásticos y a suelos cuya fracción fina es cohesiva.

La limitación del procedimiento de amasado Harvard miniatura es el referente a su tamaño, lo que determina que solo sea útil para suelos finos francos con porcentajes reducidos de tamaños no mayores a la abertura de la malla 4"

7.2 Pruebas Dinámicas de impacto Proctor Estándar y Proctor Modificada

El ensayo Estándar consistía en tomar tres (3) Kg. de suelo y pasarlos a través del tamiz No 4, agregándoles agua y compactándolos en un molde de 944 cm³ en tres capas con 25 golpes por capa, con un martillo de compactación de 24,5 N., con una altura de caída de 0,305 m. Esto liberaba una energía nominal de compactación (en kilo joules o KJ) al suelo de:

$$CE = \frac{3 \times 25 \times 24.5 \times 0.305}{9.44 \times 10^{-4} \times 1000} = 593,7 \text{ Kj/m}^3$$

Luego de compactarla de esta manera, la muestra era removida del molde y disgregada nuevamente, hasta obtener grumos de tamaño aproximado al del tamiz No 4, de acuerdo a una estimación visual, eran tomadas muestras para obtener el contenido de humedad, y luego, se añadía mas agua, el suelo era premezclado y compactado nuevamente en el molde. Esta secuencia era repetida el número de veces suficiente para obtener datos, que permitían dibujar una curva de densidad seca contra contenido de humedad, con un punto de pendiente o un valor máximo para definir adecuadamente su localización. La ordenada en esta gráfica representaba la densidad del suelo y la abscisa el contenido de humedad.

Cuando se inicio el procedimiento de compactación de suelos en campo, el equipo de construcción utilizado era pequeño y proporcionaba relativamente bajas densidades de compactación, posteriormente conforme el equipo de construcción fue evolucionando y proporcionaba mayores densidades de compactación, se hizo necesario incrementar la cantidad de energía de compactación en las pruebas de laboratorio, por lo cual los ingenieros de la fuerza aérea norteamericana, implementaron la modificación a la prueba original, a la cual llamaron prueba Proctor modificada. (foto 7.2)

Detalles de la Prueba	Estandar	Modificada
Diametro del molde en mm.	102	102
Altura de la muestra en mm.	127 cor 117	127 cor 117
Numero de capas	3	5
No. de impactos	25	25
Peso del Martillo Kg.	2.5	4.5
Diametro del martillo en mm.	51	51
Altura de caída del martillo mm	305	457
Volumen de la muestra	0.94	0.94
Esturzo de compactacion KJ/m ³	592	2693

Tabla 7.1
Características de las pruebas de compactación Proctor

El ensayo de compactación modificado introduce una energía nominal de compactación al suelo de 2710 kJ/m³ o cerca de cinco veces la energía de compactación (tabla 7.1) del experimento patrón. Para este incremento de energía Se obtenía un incremento en densidad del 5 y el 10% en densidad y una disminución en el C.H.O. sobre los datos correspondientes en el experimento patrón, los datos para el ensayo de compactación modificado Se representaban en curvas de densidad seca contra el contenido de humedad. (Fig 7.1)

Como básicamente el objetivo de todas las pruebas de compactación, es el de aumentar la densidad del suelo conjuntamente con el mejoramiento de otras propiedades; (foto 7.2) se debe

conocer que maquinaria es adecuada para su uso en campo (Tabla 7.2) y (tabla 7.3).

De donde quedó determinada la relatividad existente entre la compactación alcanzada en laboratorio y la compactación en campo la cual fue llamada compacidad relativa.

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:

$$C_{relativa} = \frac{\text{Densidad del suelo compactado en campo}}{\text{Densidad máxima del laboratorio}} \times 100$$

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 practica puede especificar un 105% de compactación relativa. Si la densidad seca máxima es 18.50 kn/m³ el peso unitario de campo es:

$$\begin{aligned} \text{A } 90\% \text{ de compactación relativa } & 18,50(0,90)=16.65 \text{ kn/m}^3 \\ \text{A } 105\% \text{ de compactación relativa } & 18,50(1,05)=19.42 \text{ kn/m}^3 \end{aligned}$$

La compactación de suelos en general es el método mas barato de estabilización disponible. La estabilización de suelos consiste en el mejoramiento de las propiedades físicas indeseables del suelo para obtener una estructura, resistente al corte, y con relación de vacíos mínima.

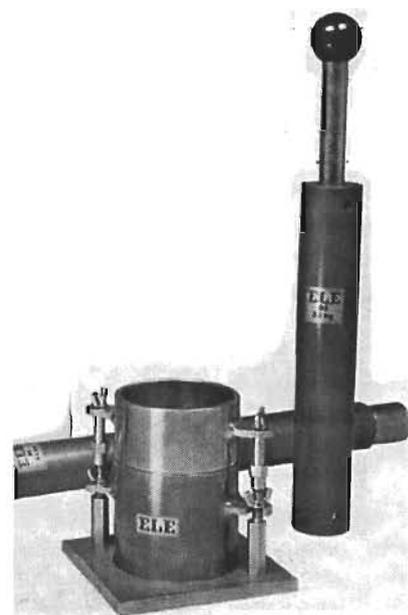


Foto 7.2
Equipos para prueba de compactación Proctor modificada

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.

Adicionalmente a la energía de compactación, hay otros factores que influyen sobre la compactación del suelo: entre los cuales destacan los siguientes:

- 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 solo los suelos cohesivos pueden compactarse utilizando métodos de impacto)*
- *Cantidad de procesamiento (mezclado, curado, manipulación).*

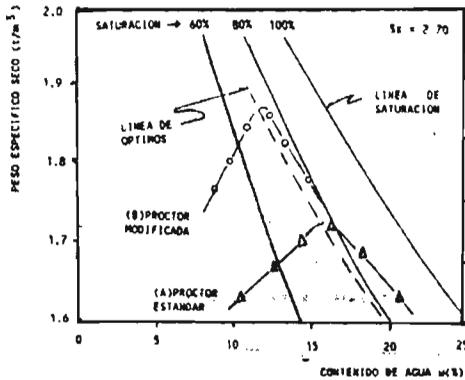


Fig 7.1
Curvas de compactación Proctor Estándar y Proctor Modificada

Metodo	Simulado	
	En laboratorio	En el terreno
Impacto	Practica patron de compactacion	Nada comparable
Accion de amasamiento	Aparato miniatura de Harvard	Rodillo pata de cabra
Vibracion	Mesa vibratoria	Rodillos vibratorios y compactadores
Compresion estatica o dinamica	Maquinas de compresion	Rodillos de rueda lisa

Tabla 7.2
Analogia de los metodos de compactacion utilizados en laboratorio y la maquinaria utilizada en campo

Material	Rodillo vibrador liso	Compactador de llantas neumaticas	Rodillo de pata de cabra	Rodillo tandem	Rodillo de reja
Roca	■	●	■	■	■
Gravas con algunos limos	■	○	■	■	■
grava arcillosa	■	○		■	○
arena limosa	●	●	■	○	○
arena limo arcillosa	●	○	○	■	●
Arcilla areno- limosa	●	■	○	■	●
Arcillas	●	■	○	■	●

- Recomendado
- Aceptable
- Marginal

Tabla 7.3
Compactación por medios mecánicos recomendables para diferentes tipos de suelos.

Utilizar una sola muestra de suelo con contenidos de agua diferente, adicionados el mismo día, pueden traducirse en resultados erróneos reflejados en algunas discontinuidades en la curva de compactación, así como también en el incremento del C.h.o. (contenido de humedad optimo). Para que un ensayo sea estándar los resultados deben ser reproducibles y el hecho de usar muestras frescas, o reutilizar la muestra compactada en el siguiente punto, produce diferencias en los valores máximos de densidad seca. Por otro lado si los cilindros de suelo no son compactados aproximadamente en tres incrementos iguales, los puntos de la curva también reflejarán en la curva resultados erróneos o discontinuidad en esta..

Para cualquier contenido de humedad w dado el peso unitario cero aire vacíos se calcula como.

$$\gamma_{sav} = G_s \gamma_w / (1 + wG_s)$$

El lugar geométrico de los puntos determinados por esta ecuación produce una curva ligeramente cóncava hacia arriba (Fig 7.2).



Foto 7.3
Compactación en campo por medios
mecánicos

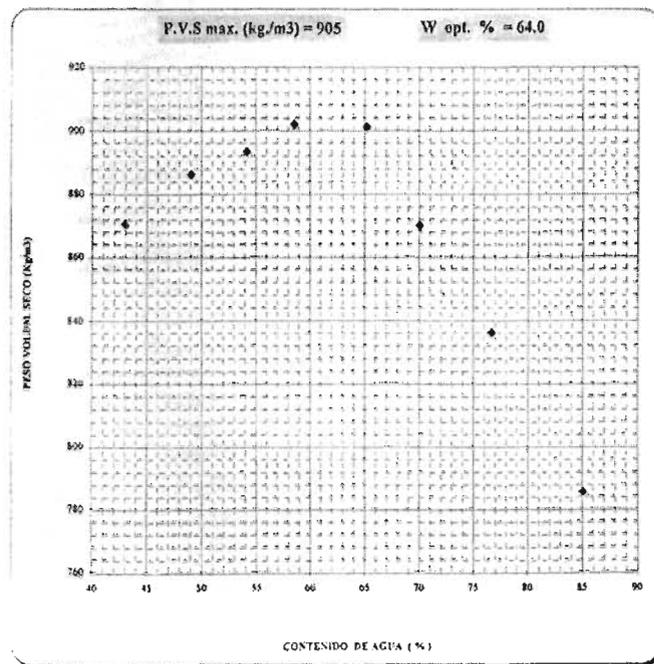


Fig 7.2
Curva de compactación

7.3 Obtención en laboratorio de la Prueba de Compactación Proctor Standar

Este procedimiento tiene como propósito establecer una guía para determinar la relación contenidos de agua-densidades secas del suelo compactado, para aplicarla en la especificación racional y control de la compactación de campo atendiendo el aspecto relativo de tratar de reproducir la estructura del suelo compactado.

El método es aplicable a los suelos finos plásticos y en general a mezclas suelo-agregados cuya fracción fina es cohesiva y, en los que con este procedimiento se logra definir bien su curva de compactación y por tanto su densidad seca máxima. La prueba se emplea en suelos que pasan la malla No. 4.

Contenido de agua óptimo. Es aquel contenido de agua con el que se obtiene la densidad seca máxima del suelo compactado.

Densidad seca máxima. Es la densidad seca que corresponde con el valor máximo obtenido de la curva de compactación del suelo y corresponde al punto en que la tangente trazada a dicha curva es horizontal.

▪ Equipo necesario para la prueba

- Molde de compactación constituido por un cilindro metálico de 10.20cm (4") de diámetro y 11.7 cm. de altura, extensión de igual diámetro y 5cm de altura.
- Martillo de compactación manual o mecánico de 30,5 cm de altura de caída libre, 5,1 cm de diámetro y 2,5 Kg de masa.
- Base estándar de forma cúbica o cilíndrica de concreto de 9.0 Kg de masa mínima (recomendable para lograr consistencia en los resultados).
- Balanza de 0.01 gr de aproximación y capacidad de 2000gr.

- *Varios: regla metálica para enrasar; malla No 4, mortero y mano de mortero cubierta de hule, cucharón, horno de secado, desecador recipientes para determinar el contenido de agua, charola, espátulas y recipientes de vidrio con tapa hermética.*

- *En lugar del martillo de compactación manual, es aceptable emplear un martillo mecánico, a condición de que su diseño permita una buena repartición de los golpes en toda la superficie de la muestra. Los martillos mecánicos deben calibrarse periódicamente, por comparación con el dispositivo manual, empleando muestras de un material moderadamente plástico, con un contenido de agua próximo al contenido de agua óptimo*

- ***Preparación de la muestra***

- *Consiste en seleccionar una porción representativa del material por ensayar, de manera que se obtengan alrededor de 15 Kg de suelo que pasa por la malla No 4. Previo al cribado disgregamos el suelo con una mano de mortero cubierta de hule, cuidando de que no rompamos los granos individuales.*

- *Para la preparación de la muestra existen dos métodos: el método húmedo y el seco. Es preferible, siempre que sea posible, que los suelos clasificados como ML, CL, OL, GC, SC, MH, CH, OH, Y PT, se preparen por vía húmeda.*

- La preparación por vía húmeda se hace cribando por la malla No. 4 la muestra seleccionada con su contenido de agua original, y se desecha el material retenido.

- En el método seco, se deja secar el suelo al aire, o en el horno a una temperatura inferior a 60°C; el suelo seco se criba por la malla No 4 y se desecha el material retenido.

- ***Ejecución de la prueba.***

- De la muestra preparada que ha pasado por la malla No.4, se toma una cantidad de suelo suficiente para obtener 2,5 Kg de suelo para la determinación de cada uno de los puntos de la curva de compactación. Se requiere de un mínimo de cinco determinaciones, dos con contenidos de agua inferiores al óptimo y dos con contenidos de agua por arriba del óptimo.

- Se mezcla cada fracción de suelo (masa aproximada igual a 2,5 Kg) con suficiente agua para obtener el contenido de agua deseado.

- Se almacena cada una de las muestras en un recipiente de vidrio con tapa hermética, para permitir que el contenido de agua sea uniforme en toda la muestra. Si el material tiene baja plasticidad, se deberá almacenar durante doce horas y si la plasticidad es alta, uno o dos días.

- Se pesa el molde Proctor con su placa de base.

- Se coloca el collarín de extensión sobre el molde.

- Se coloca en el molde aproximadamente, la tercera parte de una de las fracciones de suelo.

- Se compacta esta capa con 25 golpes de martillo de 2,5 Kg de masa, con altura de caída libre de 30,5 cm los golpes se distribuyen uniformemente sobre la superficie de la capa.

- Se repiten los pasos 6 y 7 para la segunda y tercera capa. La superficie de la tercera capa compactada podrá sobresalir hasta 6 a 13 mm del borde del molde, dentro del collarín de extensión

- Se desmonta el collarín de extensión y se enrasa el suelo con una regla metálica.

- Se limpia el cilindro, se pesa el molde (incluyendo la placa base), y el suelo, con una precisión de 0.1g. el valor obtenido se registra.

- Se desarma el molde para extraer el material. Se recomienda emplear para esta operación, un extractor. (foto 7.4).

- Repetimos los pasos 5 a 11 para las cuatro fracciones restantes de suelo, preparadas como se indica en los 2 primeros pasos

- Se dibuja la gráfica de densidad seca contra contenido de agua de compactación.

- Para no compactar un gran número de cilindros y teniendo en cuenta que cinco puntos bien espaciados determinan muy bien la curva, se recomienda iniciar el ensayo con un contenido de 4 y 5 % cercano al CHO añadiendo posteriormente 2% de humedad (por peso) en cada ensayo sucesivo, el último punto se encontrará entre un 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.

- Con la práctica es posible estimar el CHO añadiendo agua a una porción de suelo colocada en la mano hasta que el suelo se deforme, dejando la huella de los dedos cada vez que se 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 se tendrá un buen estimativo del C.H.O.

7.3 Obtención en laboratorio de la Prueba de Compactación Proctor Standar

Este procedimiento tiene como propósito establecer una guía para determinar la relación contenidos de agua-densidades secas del suelo compactado, para aplicarla en la especificación racional y control de la compactación de campo atendiendo el aspecto relativo de tratar de reproducir la estructura del suelo compactado.

El método es aplicable a los suelos finos plásticos y, en general, mezclas suelo-agregados cuya fracción fina es cohesiva y en los que con este procedimiento se logra definir bien su curva de compactación y por tanto su densidad seca máxima. La prueba en suelos que pasan la malla No 4.

▪ Equipo mínimo necesario

- Molde proctor de 10,2 cm. de diámetro y 11,7 cm. de altura, con extensión de 5 cm. de altura.
- Martillo de compactación manual o mecánico de 46 cm. de caída libre, 5,1 cm. de diámetro y 4,54 Kg de peso.
- Base estándar de forma cubica o cilíndrica de concreto de 90 Kg de peso mínimo (recomendable para lograr consistencia en los resultados).
- Balanza, con capacidad mínima de 10 Kg y precisión mínima de 1 g.
- Varios: regla metálica para enrasar; malla No 4, mortero y mano de mortero cubierta de hule, cucharón horno de secado, desecador, recipientes para determinar el contenido de agua, charola, espátula y recipientes de vidrio con tapa hermética.

- En lugar de martillo de compactación manual, es aceptable emplear un martillo mecánico, a condición de que su diseño permita una buena repartición de los golpes en toda la superficie de la muestra. Los martillos mecánicos deben calibrarse periódicamente, realizando comparaciones con el dispositivo manual, empleando muestras de un material moderadamente plástico, con un contenido de agua vecino al contenido de agua óptimo. La densidad seca, obtenida con el martillo mecánico, no debe diferir más de 10 kg/m^3 del obtenido con el martillo manual. Las calibraciones deben hacerse a cada mil determinaciones de la densidad después de haber suspendido el uso del compactador por un tiempo prolongado, incluyendo sus reparaciones, y cuando se obtengan resultados dudosos.

▪ Preparación de las muestras

- a) Consiste en seleccionar una porción representativa del material por ensayar de manera que obtengamos alrededor de 15 Kg de suelo que pase la malla No 4. Previamente al cribado se disgrega el suelo con una mano de mortero cubierta de hule, cuidando de no romper los granos individuales.
- b) Para la preparación de la muestra existen dos procedimientos: en húmedo y en seco. Es preferible siempre que sea posible, que los suelos clasificados como ML, CL, OL, GC, SC, MH, CH, OH y PT, se preparen por vía húmeda.
- c) La preparación por vía húmeda la hacemos cribando por la malla No. 4 la muestra seleccionada con su contenido de agua original.
- d) El material retenido se desecha.
- e) En el método seco dejamos secar el suelo al aire, o en el horno a una temperatura inferior a 60°C . El suelo se criba por la malla No. 4 y desechamos el material retenido.

▪ *Ejecución de la prueba.*

- De la muestra preparada que ha pasado por la malla No.4, se toma una cantidad de suelo suficiente para obtener 2,5 Kg de suelo para la determinación de cada uno de los puntos de la curva de compactación. Se requiere de un mínimo de cinco determinaciones, dos con contenidos de agua inferiores al óptimo y dos con contenidos de agua por arriba del óptimo.

- Se mezcla cada fracción de suelo (masa aproximada igual a 2,5 Kg) con suficiente agua para obtener el contenido de agua deseado.

- Se almacena cada una de las muestras en un recipiente de vidrio con tapa hermética, para permitir que el contenido de agua sea uniforme en toda la muestra. Si el material tiene baja plasticidad, se deberá almacenar durante doce horas y si la plasticidad es alta, uno o dos días.

- Se pesa el molde Proctor con su placa de base.

- Se coloca el collarín de extensión sobre el molde.

- Se coloca en el molde aproximadamente, la tercera parte de una de las fracciones de suelo.

- Se compacta esta capa con 25 golpes de martillo de 4.54 Kg de masa, con altura de caída libre de 46 cm los golpes se distribuyen uniformemente sobre la superficie de la capa.

- Se repiten los pasos 6 y 7 para la segunda y tercera capa. La superficie de la tercera capa compactada podrá sobresalir hasta 6 a 13 mm del borde del molde, dentro del collarín de extensión

- Se desmonta el collarín de extensión y se enrasa el suelo con una regla metálica.

- Se limpia el cilindro, se pesa el molde (incluyendo la placa base), y el suelo, con una precisión de 0.1g. el valor obtenido se registra.

- Se desarma el molde para extraer el material. Se recomienda emplear para esta operación, un extractor. (*foto 7.4*).

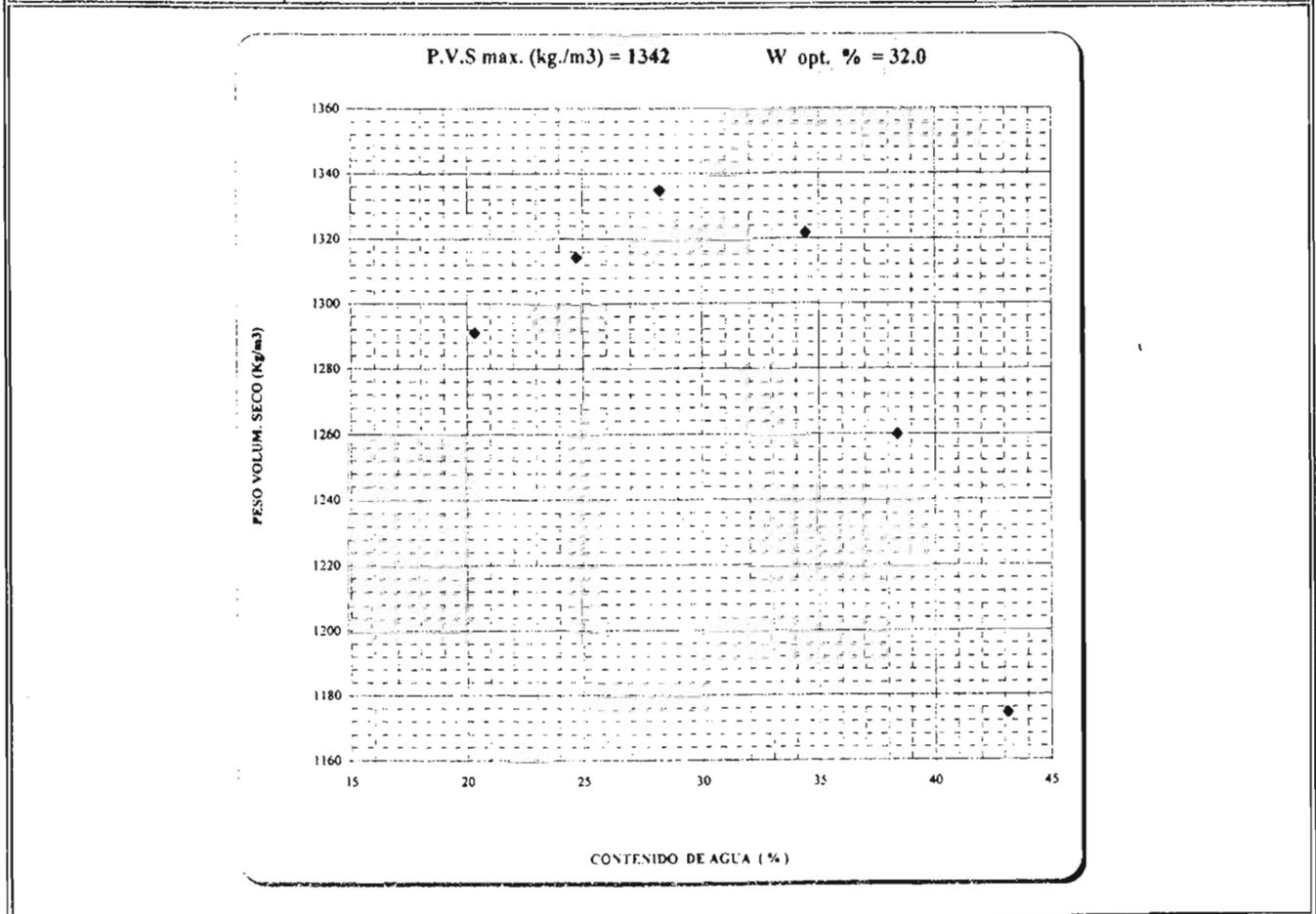
- Repetimos los pasos 5 a 11 para las cuatro fracciones restantes de suelo, preparadas como se indica en los 2 primeros pasos

- Se dibuja la gráfica de densidad seca contra contenido de agua de compactación.

COMPACTACION PROCTOR, (E S T.)

PROCEDENCIA: TALUD TULA, TULA HGO.
 POZO No. _____ FECHA _____
 MUESTRA : M-3 ELABORO _____
 PROF. : (m) _____ CALCULO _____
 MOLDE No. S/N W MOLDE gr 3719.00 VOLUMEN cm³ 941.0
 CLASIF. : Arcilla con escasa arena fina café rojizo

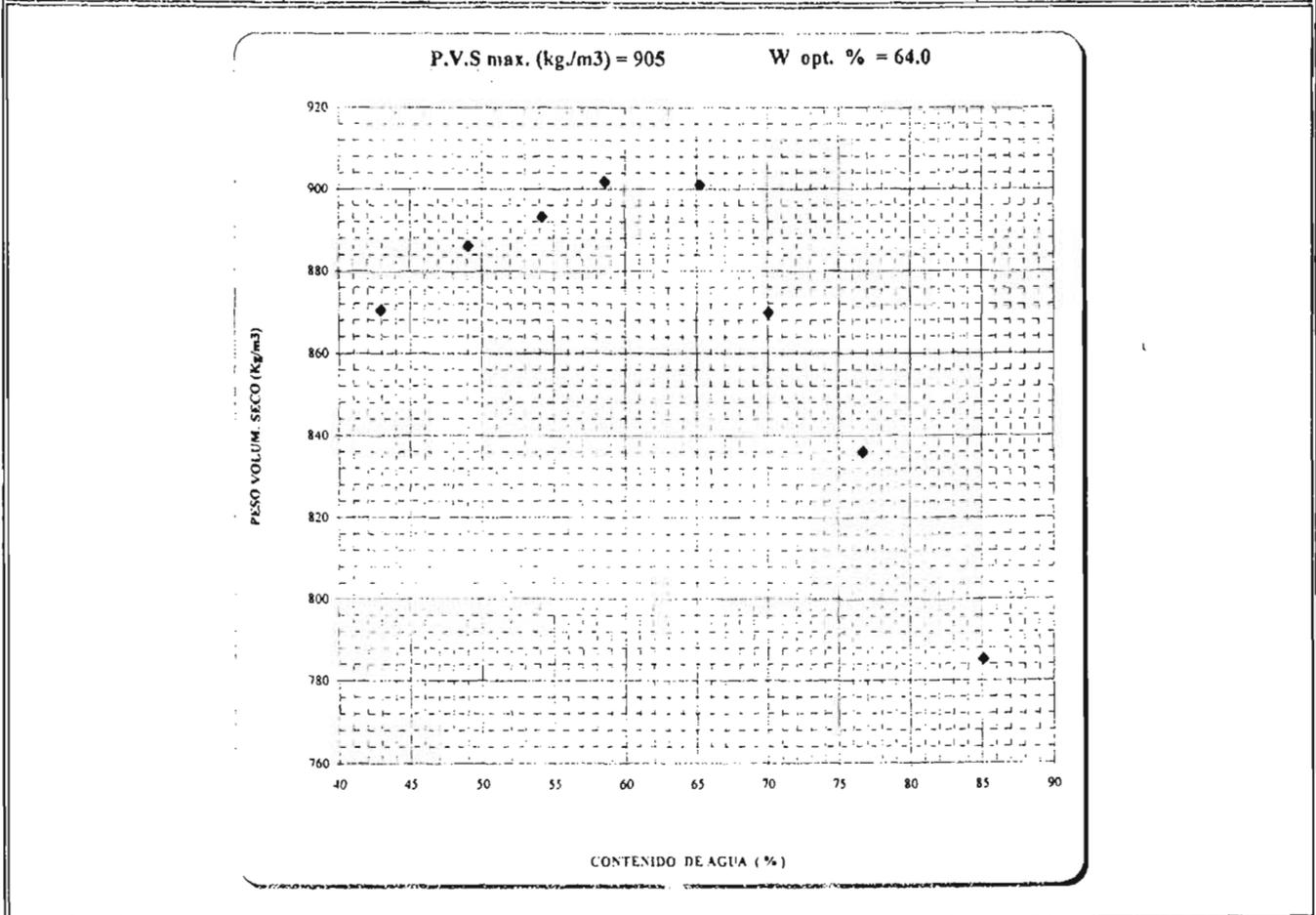
W SUELO HUMEDO+MOLDE COMPACTADO gr.	W SUELO HUMEDO COM-PACTADO gr.	DETERMINACION DE CONTENIDOS DE HUMEDAD					PESO VOLUMETRICICO SECO Kg / m ³
		W % = ((W m + T - W d + T) / (W d + T - W T)) X100					
		TARA No.	W m + T gr	W d + T gr	W T gr	W %	
5181.0	1462.0	216	59.83	51.20	18.79	20.3	1291
5262.0	1543.0	275	60.59	50.47	9.59	24.8	1314
5330.0	1611.0	308	60.14	48.62	8.76	28.3	1335
5391.0	1672.0	268	68.51	53.25	8.93	34.4	1322
5360.0	1641.0	248	66.10	50.06	8.30	38.4	1260
5301.0	1582.0	134	65.32	47.90	7.53	43.2	1174



COMPACTACION PROCTOR (E.S.T.)

PROCEDENCIA: TALUD TULA, TULA HGO.
 POZO No. _____ FECHA _____
 MUESTRA : M-6 ELABORO _____
 PROF. : (m) _____ CALCULO _____
 MOI.DE No. S/N W MOLDE gr 3719.00 VOLUMEN cm³ 941.0
 CLASIF. : Arcilla con escasa arena café claro

W SUELO HUMEDO+MOLDE COMPACTADO gr.	W SUELO HUMEDO COM. PACTADO gr.	DETERMINACION DE CONTENIDOS DE HUMEDAD					PESO VOLUMETRICO SECO Kg / m ³
		$W \% = ((W_m + T - W_d + T) / (W_d + T - W_T)) \times 100$					
		TARA No.	W m + T gr	W d + T gr	W T gr	W %	
4890.0	1171.0	284	95.39	70.13	11.34	43.0	870
4962.0	1243.0	202	76.77	55.22	11.31	49.1	886
5015.0	1296.0	225	63.18	44.63	10.41	54.2	893
5065.0	1346.0	305	59.19	40.37	8.26	58.6	902
5120.0	1401.0	301	53.58	36.03	9.13	65.2	901
5111.0	1392.0	276	63.21	41.30	10.03	70.1	870
5109.0	1390.0	222	64.06	40.95	10.83	76.7	836
5087.0	1368.0	320	72.32	43.66	10.00	85.1	785



Permeabilidad

8.1 Introducción

Cuando el agua comienza a fluir a través de un suelo, altera el estado de equilibrio existente; el agua en un inicio encuentra fuerzas de oposición a su acción, entre las que directa o indirectamente están el tamaño de las partículas (relación de vacíos), el grado de saturación que tiene el suelo, la temperatura del suelo, y también la fisico química de las arcillas.

Cuando se hace referencia a que el tamaño de las partículas presenta una oposición al flujo del agua; se debe al tipo de unión o enlace químico entre ellas. Las arenas y gravas han sido estudiadas en cuanto la oposición que puede resultar de la geometría de sus partículas. En las arenas y gravas en las que se presentan partículas con formas angulares y laminares, el flujo del agua encuentra mayor dificultad en su paso a través del suelo que cuando el suelo esta compuesto predominantemente por partículas con formas redondeadas y esféricas.

En cuanto a la oposición que presentan las arcillas al paso del flujo de agua a través del suelo, éste depende más de la fisico-química que presentan estos suelos que al tamaño de sus partículas. El agua al pasar a través de la masa de suelo encuentra oposición en *suelos arcillosos del tipo caolinitico* (fig 8.1) conformados por una lámina silícica y una lámina alumínica superpuestas indefinidamente y con una unión tal entre sus retículas, que no permiten la penetración de la moléculas de agua entre ellas lo que además la hace bastante estables en presencia del agua.

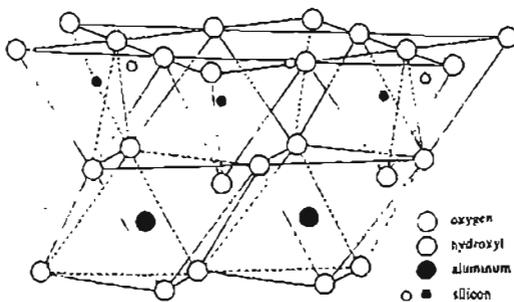


Fig 8.1

Estructura reticular de suelos arcillosos de origen caolinitico

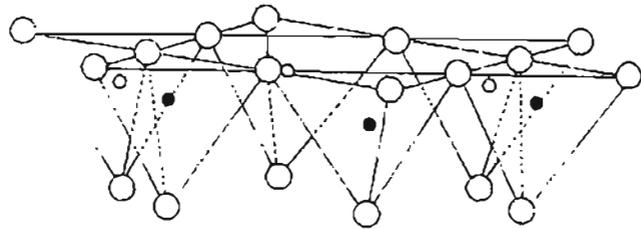


Fig 8.2

Estructura reticular de suelos arcillosos de origen montmorillonitico

En cambio los suelos arcillosos del tipo montmorillonitico, (Fig 8.2) al cual pertenecen las bentonitas, se forman por la superposición indefinida de una lámina alumínica entre las dos láminas silícicas, pero con una unión débil entre sus retículas, lo que hace que el agua pueda penetrar en su estructura con facilidad, estas arcillas en contacto con agua sufren una fuerte expansión provocando inestabilidad en ellas

El illitico.- (que debe su nombre a Illinois USA.) que es un producto de la hidratación de las micas y que presentan un arreglo reticular similar al de las montmorilloniticas, pero con una tendencia a formar grumos por la presencia de iones de potasio lo que reduce el área expuesta al agua y por lo mismo no son tan expansivas como las arcillas montmorilloniticas.

Allen Hazen estudió el uso de arenas en filtros para obras hidráulicas y concluyó que para arenas limpias y gravas el coeficiente de permeabilidad puede expresarse aproximadamente como:

$$K=100D_{10}^2 \text{ cm/s.}$$

Para un rango de D entre $0.1 < D_{10} < 3.0 \text{ mm}$. El D_{10}^{10} que utilizamos, es el diámetro de partícula correspondiente al 10% de peso que pasa de la muestra obtenido de la curva de distribución granulométrica y expresado en cm. La presencia de partículas angulares y laminares tienden a reducir K

La cantidad de agua que fluye a través de un suelo con sección transversal de área A es proporcional al llamado gradiente hidráulico o

$$q/A = i, \quad q = KiA.$$

El coeficiente de proporcionalidad K ha sido llamado coeficiente de permeabilidad por lo tanto la permeabilidad es una propiedad del suelo que indica la facilidad con la cual el agua fluye a través del suelo. La permeabilidad interviene en todos los problemas que impliquen flujo de agua a través de un suelo o la filtración en presas. La permeabilidad depende de un cierto número de factores. Los principales son:

La relación de vacíos e del suelo.

Se han hecho varios intentos para correlacionar el coeficiente de permeabilidad del suelo a una relación de vacíos dada con el mismo suelo a diferente relación de vacíos $\{K=f(e)\}$ por expresiones tales como la siguiente:

$$K_2 = K_1 \left(\frac{e_2}{e_1} \right)^2 \quad 8.1$$

Por lo cual se recomienda realizar ensayos de permeabilidad con diferentes relaciones de vacíos para obtener el valor de K , en lugar de utilizar la expresión 8.1

El grado de saturación.

A medida que aumenta el grado de saturación, el coeficiente de permeabilidad aparente, también se incrementa. En parte este aumento se debe a la disminución de la tensión superficial. El origen del resto del aumento se desconoce pues es difícil determinar K a menos que se considere continuidad del flujo a través del medio.

Viscosidad de un fluido en un medio poroso

A medida que la temperatura aumenta la viscosidad del agua disminuye y el coeficiente de permeabilidad aumenta; es decir la velocidad del flujo aumenta. El coeficiente de permeabilidad se ha normalizado a 20°C . de forma que el coeficiente de permeabilidad a cualquier temperatura se puede expresar con respecto a K_{20} , por medio de la siguiente ecuación:

$$K_{20} = K_T (\eta_T / \eta_{20})$$

Donde:

K_{20} = permeabilidad a la temperatura del ensayo.

η_T y η_{20} son las viscosidades de los fluidos a la temperatura t del ensayo y a 20° respectivamente. es posible utilizar la viscosidad absoluta o la viscosidad cinemática del fluido en la ecuación 8.1 Se pueden usar los valores de la (Fig 8.3)

Se dice que un suelo es permeable cuando la velocidad con la que fluye dentro del suelo es alta, e impermeable cuando la velocidad con que fluye dentro del suelo es lenta. Existen dos métodos para determinar la permeabilidad de los suelos:

Métodos directos:

Llamados así ya que el objetivo fundamental es la determinación del coeficiente de permeabilidad:

- Método directo por medio del Permeámetro de carga constante.
- Método directo por medio del Permeámetro de carga variable
- Método directo por medio de la Prueba in situ

Métodos indirectos

El coeficiente de permeabilidad se obtiene como un subproducto de una prueba que primariamente persigue otro fin:

De la expresión 8.3 se puede obtener el coeficiente de permeabilidad:

$$K = \frac{Vl}{hAt} \quad 8.5$$

Con el objeto de obtener resultados consistentes, es indispensable efectuar varias determinaciones del coeficiente de permeabilidad, una vez que se ha establecido el flujo, para llegar así al valor promedio más probable de dicho coeficiente.

Este procedimiento cubre la determinación del coeficiente de permeabilidad mediante un método de carga constante para flujo laminar a través de un suelo granular. Con este procedimiento se pueden establecer valores representativos del coeficiente de permeabilidad de suelos granulares pertenecientes a depósitos naturales, terracerías o bases para pavimentos. Para disminuir eventuales influencias por consolidación durante la prueba, este procedimiento es aplicable a suelos granulares con no más del 10% de suelo que pase la malla No 200.

Condiciones principales de la prueba

Las siguientes condiciones ideales para la prueba se requieren para garantizar el flujo laminar en un suelo granular bajo condiciones de carga constante.

- *Flujo continuo sin cambio de volumen del suelo durante la prueba.*
- *Flujo con suelo saturado y sin aire en los vacíos de éste*
- *Flujo sin cambios en el gradiente hidráulico, y*
- *Proporcionalidad directa de la velocidad del flujo con respecto a los gradientes hidráulicos, en donde comienza el flujo turbulento.*

Cualquier otro tipo de flujo, incluyendo saturación parcial de los vacíos del suelo y flujo inestable, es de carácter transitorio y conducen a la obtención de coeficientes de permeabilidad variables y dependientes del tiempo.

- ***Equipo mínimo necesario***

Permeámetros

Como los mostrados en la (foto. 8.1) cuyos cilindros de muestra, deben tener diámetros mínimos aproximados de 8 a 10 veces el tamaño máximo de partícula. (1) Disco poroso o malla reforzada en el fondo con una permeabilidad mayor que la del espécimen de suelo, pero con aberturas suficientemente pequeñas (no más grandes de 10% del tamaño mas fino) para prevenir el movimiento de las partículas. (2) manómetros para medir la pérdida de carga h , respecto a una longitud, L , equivalente a por lo menos el diámetro del cilindro; (3) un disco poroso o malla reforzada con un resorte sujetados en la parte superior, o cualquier otro dispositivo para poder aplicar una pequeña carga de 22 a 44 N. Cuando la placa superior se coloque en posición. Esto mantendrá la densidad y el volumen con que se colocó la muestra de suelo en el cilindro sin cambio significativo durante la saturación del espécimen y satisficará los requerimientos establecidos en condiciones principales de la prueba. (4) *Tanque filtro de carga constante.* Para suministrar agua y para eliminar el aire de ésta, adicionado con válvulas de control para mantener el flujo con suelo saturado y sin aire en los vacíos de éste. (Fig 8.4) (5) Embudos largos. Adaptados con tubos cilíndricos especiales de 25 mm (1") de diámetro para partículas con tamaño máximo de 9,5 mm (3/8") y de 13 mm (1/2") de diámetro para partículas con tamaño máximo de 2.0 mm (malla 10). La longitud de los tubos deberá ser mayor que la longitud total de la cámara de permeabilidad, por lo menos 150 mm. (6) *Equipo de compactación del espécimen.* El equipo de compactación a usar será el que se considere apropiado para este trabajo: Placa vibratoria de 51 mm (2") de diámetro; un apisonador deslizante de 51 mm (2") de diámetro, y un martillo con pesos de 100 g (arenas) a 1 Kg. (suelos con gran contenido de grava), con caída libre ajustable de 102 mm, (4") para arenas y 203 mm. (8") para suelos con gran contenido de grava.

Preparación de la muestra

- Se selecciona mediante cuarteo una muestra representativa de suelo secado al aire, conteniendo menos de 10% de material que pase la malla 200 y en cantidad suficiente para cubrir los requerimientos siguientes.

- Se realiza la granulometría a una muestra representativa del suelo completo, antes de llevar a cabo la prueba de permeabilidad. Cualquier partícula mayor de 19 mm. (3/4") se separa por medio de cribado.
- Este sobretamaño se desecha para la prueba de permeabilidad, pero el porcentaje desechado se registra.
- Del material seleccionado, se obtiene una muestra para prueba de aproximadamente dos veces el tamaño de la requerida para llenar la cámara del permeámetro.

Preparación de especímenes.

- Se registra el diámetro interior del permeámetro, D y se obtiene el área.
- Se mide la longitud L , que hay entre las salidas de los manómetros.
- Se obtiene la profundidad, H_1 , medida en cuatro puntos espaciados simétricamente desde la superficie superior de la tapa del cilindro de permeabilidad hasta la parte superior de la piedra porosa superior o malla colocada temporalmente sobre la piedra porosa inferior o malla.
- Se deduce de lo anterior automáticamente el espesor de la placa porosa superior o malla respecto a las medidas de alturas usadas para determinar el volumen del suelo colocado en el cilindro de permeabilidad.
- Se utiliza un duplicado de la placa superior que contenga cuatro aberturas simétricamente espaciadas a través de las que se puedan llevar a cabo las mediciones para determinar el valor promedio de H_1 . Calculamos el área A del espécimen.
- Se toma una pequeña fracción de la muestra seleccionada para la determinación del contenido de agua.
- Se anota el peso restante de la muestra secada al aire w_1 para determinaciones de peso.
- Se coloca el suelo preparado por uno de los siguientes métodos:

• Para suelos cuyo tamaño máximo sea de 9,5 mm (3/8") o menor, se coloca el embudo de tamaño apropiado, con el tubo cilíndrico en contacto con la placa porosa o malla inferior, o con la capa previamente formada, se llena el embudo con suficiente suelo como para formar una capa, se toma el suelo de diferentes áreas de la charola; se levanta el embudo 15mm aproximadamente que es la altura requerida para formar una capa de material suelto y se distribuye con un movimiento suavizado en forma de espiral, vertiendo el suelo del perímetro del dispositivo hacia el centro, de tal manera que la capa que se forme sea uniforme. Se vuelve a mezclar el suelo restante en la charola para que en cada capa sucesiva disminuyamos la segregación causada por tomar el material de la charola.

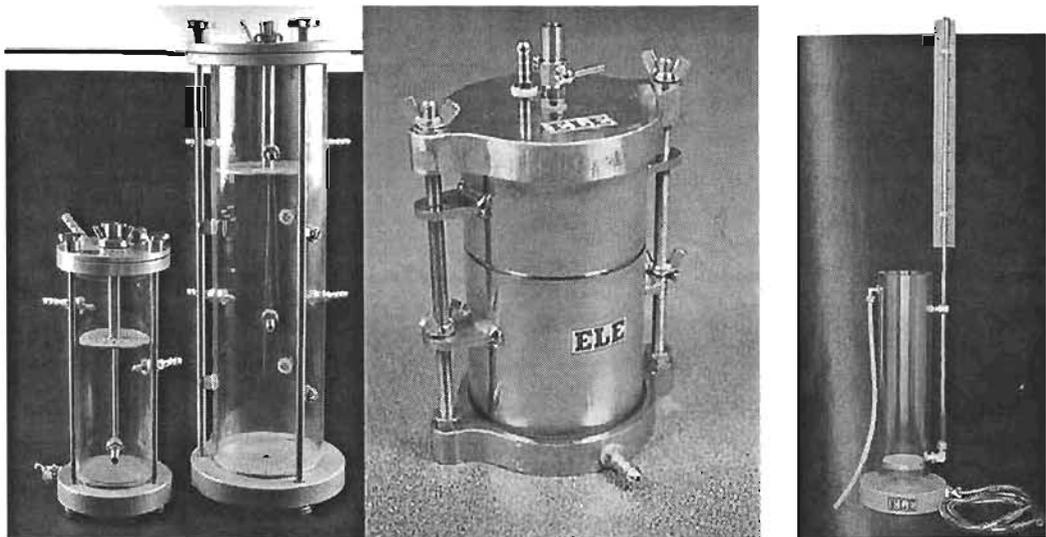


Foto 8.1
Permeámetros de carga constante

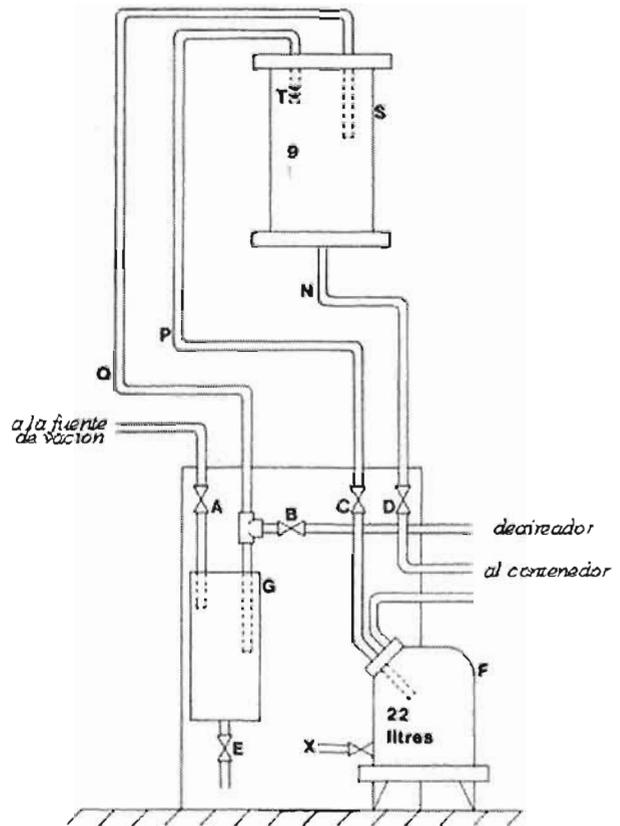
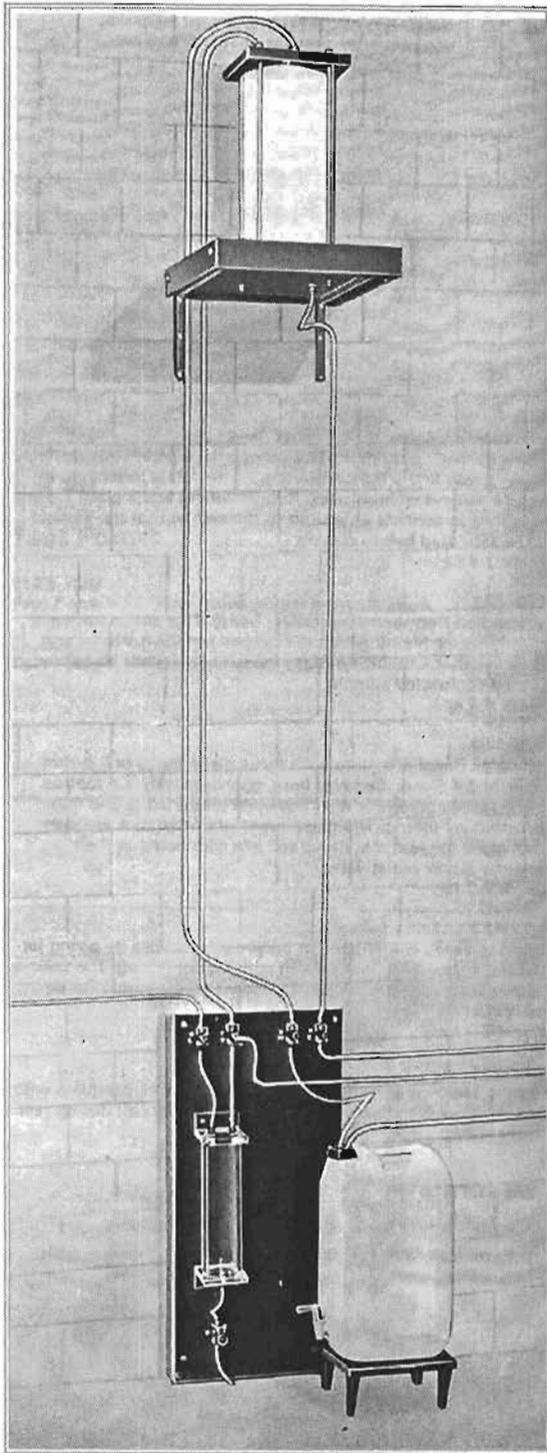


Fig 8.4
Tanque filtro de carga constante

- A conexión a la bomba de vacío
- B Válvula de aireador
- C Válvula aisladora de suministro de agua
- D Suministro de agua de aireada
- E Válvula purgadora de aire
- F Recipiente y grifo de agua

G Trampa de plástico para el agua (para proteger la bomba de vacío

H P. Q. N. Conectores de las mangueras o tubería

S Recipiente de plástico acrílico

T Tubo atomizador.

V entrada de agua

X Válvula de drenaje

- Para suelos cuyo tamaño máximo de partícula sea mayor a 9,5 mm (3/8"), se coloca el suelo mediante un cucharón lleno de suelo en una posición casi horizontal por la pared interior del dispositivo hasta llegar al fondo o a la capa anterior, para luego con una pequeña inclinación del cucharón llevarlo hacia el centro con un movimiento lento y continuo; esto permite tener un mayor control del vertido del suelo, al deslizarlo suavemente por el cucharón sin segregación. Se gira el cilindro lo suficiente para volver a realizar lo anterior con otro cucharón lleno de suelo, progresando así alrededor del perímetro para formar una capa compactada uniforme del espesor igual al tamaño máximo de partícula

- Se compactan las capas de suelo hasta la densidad relativa deseada mediante un procedimiento apropiado, hasta una altura de 2 cm. (0,8"), arriba de la toma del manómetro superior.

Compactación mediante placa vibratoria.

Se compacta cada capa de suelo mediante el uso de la placa vibratoria, distribuyendo su acción uniformemente sobre la superficie de la capa con un patrón regular. La presión de contacto y la duración de la acción de vibrado en cada punto no deben ocasionar que el suelo escape por debajo de las aristas de la placa, de tal suerte que se pueda perder la capa, damos un número suficiente de pasadas para obtener la densidad máxima de manera que no se observe el movimiento de las partículas adyacente a la arista de la placa.

Compactación mediante pisón

Se compacta cada capa de suelo mediante golpes de un pisón, distribuidos uniformemente en la superficie de la capa. Se ajusta la altura de caída y se da una cantidad suficiente de pasadas para obtener la densidad máxima, dependiendo de la rugosidad y contenido de gravas del suelo.

Densidad relativa intermedia entre 0 y 100%

Se realiza la prueba por separado en un molde del mismo diámetro que el cilindro de permeabilidad. Se ajusta la compactación de manera que se puedan obtener valores reproducibles de compactación relativa. Se compacta el suelo en el cilindro de permeabilidad por medio de estos procedimientos en capas delgadas hasta una altura de 2 cm arriba de la salida para el manómetro superior.

Preparación del espécimen para la prueba de permeabilidad.

- Se nivela la cara superior de la probeta, colocando en posición la piedra porosa o malla y se rota suavemente hacia delante y hacia atrás.

- Se mide y registra la altura final del espécimen, H_1-H_2 , (fig 8.5), se mide la profundidad H_2 , desde la parte superior de la placa porosa empleada para medir H_1 , a la parte superior de la piedra porosa o malla en cuatro puntos espaciados simétricamente después de comprimir ligeramente el resorte para acomodar la piedra porosa o malla durante las mediciones; el peso final del suelo usado en la prueba y secado al aire (w_1-W_2), pesando el suelo W_2 remanente en la charola. Se calcula y anota los pesos unitarios, relaciones de vacíos y densidades relativas del espécimen de prueba

- Con la empaquetadora en su lugar, se presiona la placa superior contra el resorte para asegurarla contra la tapa del cilindro del permeámetro, realizando un sello de aire. Esto satisface la condición descrita en flujo continuo sin cambio de volumen de mantener la densidad relativa inicial sin cambio significativo de volumen durante la prueba.

- Usando una bomba de vacío, se aspira el espécimen bajo 50 cm. de mercurio durante 15 minutos, para remover el aire adherido a las partículas de suelo y de los vacíos. Se continua la aspiración con una saturación lenta del espécimen desde el fondo hacia arriba, bajo vacío total, para liberar cualquier remanente de aire

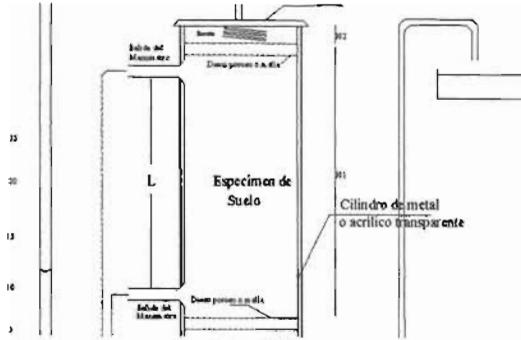


Fig 8.5

Obtención de la altura final del espécimen H_1-H_2

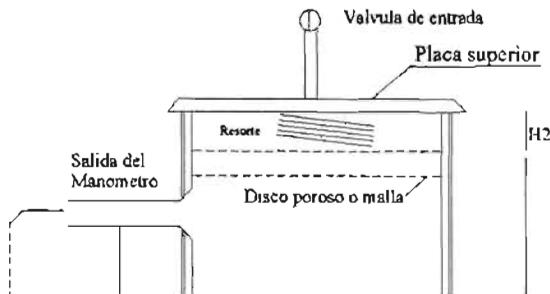


Fig 8.6

Llenado del tubo de entrada con agua del tanque de carga

atrapado en el espécimen. La saturación continua del espécimen se puede llevar a cabo de manera mas adecuada mediante el uso de agua deaireada o, agua con una temperatura suficientemente alta para disminuir el gradiente térmico del espécimen durante la prueba.

- Durante la prueba se puede usar agua natural o con bajo contenido de sales, de cualquier manera el tipo de fluido utilizado se describe en la hoja de reporte.

Después de que se ha saturado el espécimen y que se ha llenado el permeámetro con agua, cerramos la válvula inferior en el tubo de salida y desconectamos el vacío. Se debe tener cuidado que el sistema permeable y los manómetros estén libres de aire y trabajando satisfactoriamente. Se llena el tubo de entrada con agua del tanque de carga constante (Fig 8.6), abriendo un poco la válvula del tanque. Entonces se conecta el tubo de entrada con la parte superior del permeámetro. Se abre un poco la válvula de entrada y es entonces cuando se deben abrir las válvulas de paso de los manómetros para permitir al agua fluir, liberando el aire. Se conectan los tubos de agua del manómetro a las salidas del mismo y se llena con agua para remover el aire. Se cierra la válvula de entrada y se abre la válvula de salida para permitir que el agua en los tubos del manómetro alcance su nivel de reposo con carga cero.

▪ Equipo Mínimo necesario.

- *Tapa de lucita o de latón con piezómetro calibrado*
- *Dispositivo de compactación*
- *Tapón de madera para apoyo de la muestra al compactarla*
- *Pisón metálico de 2.5 cm de diámetro y 500 g de peso*
- *Guía de lámina galvanizada de 20 cm*
- *Cronómetro*
- *Termómetro*
- *Malla No 100.*
- *Bomba de vacío o aspirador con grifo de agua, para evacuar y saturar los especimenes con vacío total.*
- *Tubos manómetros con escalas métricas. Para medir la carga de agua.*
- *Balanza de 2.0 Kg de capacidad, sensibilidad de 001 g.*
- *Cucharón con capacidad para aproximadamente 100 g de suelo.*
- *Aparatos misceláneos.*

Ejecución de la prueba.

• Se abre un poco la válvula de entrada del tanque filtro para llevar a cabo las primeras condiciones descritas en flujo saturado, no se podrá llevar a cabo mediciones de cantidad de flujo y temperatura hasta que no se tenga una carga constante sin desniveles apreciables en los tubos de agua del manómetro. Se mide y registra el tiempo, t , la carga h (la diferencia en el nivel de los tubos del manómetro), la cantidad de flujo Q y la temperatura del agua T .

• Se repiten las condiciones de la prueba con cargas crecientes en 0,5 cm. de manera que se pueda establecer el flujo laminar con velocidad V donde $V = (Q / At)$ es directamente proporcional al gradiente i , (donde $i = h / l$)

- Cuando se noten desviaciones respecto al flujo laminar, indicando el inicio del flujo turbulento, se deben usar incrementos de carga de 1 cm para realizar pruebas con las que se pueda delimitar la región de flujo turbulento. Si esto corresponde según las condiciones de campo.

Nota: En general los valores recomendados del gradiente hidráulico para establecer el flujo laminar h/l sugerido es 0,2 a 0,3 para valores bajos de compacidad, 0,3 a 0,5 para compacidades altas; los valores mas bajos se aplican para suelos más gruesos y los valores mas altos para suelos más finos.

- Al término de las pruebas de permeabilidad, se drena el espécimen y se inspecciona para determinar si es de carácter esencialmente homogéneo e isotópico; Cualquier zona alternante de clara a oscura es indicio de segregación de finos.

Cálculos

Se calcula el coeficiente de permeabilidad como sigue:

$$K = \frac{q l}{a t h} \quad 8.6$$

Donde:

K = coeficiente de permeabilidad.

q = cantidad de agua descargada.

l = distancia entre manómetros.

a = área de la sección del espécimen.

t = tiempo total de descarga.

h = diferencia de descarga en los manómetros

Se corrige la permeabilidad para una temperatura de 20°C, multiplicando K_{20} por η_t que es la viscosidad del fluido a la temperatura del ensayo y dividido por η_{20} que es la viscosidad del fluido a una temperatura de 20°C.

8.3 Permeabilidad de suelos finos

Este tipo de permeámetro se utiliza en suelos con poca permeabilidad como son las arenas finas limos y arcillas.

La (fig. 8.7) muestra de manera esquemática el funcionamiento de un permeámetro de carga variable. Con referencia a dicha figura, la cantidad de agua que atraviesa la muestra de suelo en un tiempo dt es:

$$dV = K a i dt = K A \frac{h}{l} dt$$

donde:

dV = volumen de agua que atraviesa la muestra de suelo en un tiempo dt

K = coeficiente de permeabilidad

i = gradiente hidráulico

A = Área de la muestra

l = Longitud de la muestra

Al mismo tiempo en el tubo alimentador el agua sufre un descenso dh , que multiplicado por el área de su sección transversal, a , de dicho tubo, conduce a un volumen de agua igual al que atravesó la muestra de suelo en el tiempo dt por lo tanto igualando ambos volúmenes tenemos

$$k a \frac{h}{l} dt = a dh$$

y obtenemos un valor de k igual a

$$k = \frac{L a}{A t} \ln \frac{h_1}{h_2}$$

Mediante esta última expresión se determina el coeficiente de permeabilidad del suelo, efectuando varias determinaciones, hasta lograr resultados consistentes.

El coeficiente de permeabilidad de estos suelos varía entre 10^{-4} y 10^{-9} cm/s.

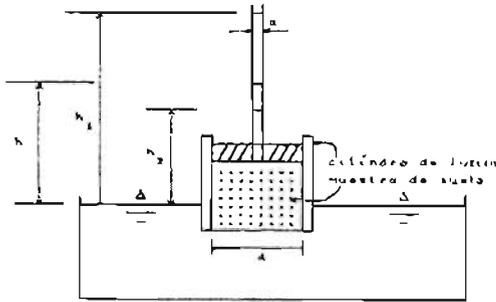


Fig 8.7

Esquema del funcionamiento de un permeámetro de carga variable.

▪ Equipo Mínimo necesario.

El aparato usado es un permeámetro como el de carga constante, al que se le agrega una tapa superior provista de dos tubos, uno por donde se alimenta el permeámetro con agua y el otro que funciona como piezómetro con el cual se miden las cargas y los volúmenes de agua que se filtran a través de la muestra.¹

- Permeámetros de lucita o de latón: diámetro interior 5cm; longitud 10 cm., con
- Tapa de lucita o de latón con piezómetro calibrado
- Dispositivo de compactación
- Tapón de madera para apoyo de la muestra al compactarla
- Pisón metálico de 2.5 cm de diámetro y 500 g de peso
- Guía de lámina galvanizada de 20 cm
- Cronómetro
- Termómetro
- Malla No 100.

▪ Preparación de la muestra:

- Se toma un permeámetro previamente calibrado y pesado, registrando estos datos en los la hoja de registro.²
- Se sujeta el permeámetro en el dispositivo de compactación.
- Se prepara el material procurando darle la humedad óptima con 24 horas de anticipación guardándolo en un frasco tapado, se compacta en tres capas de 1 cm. de espesor, dándole el número necesario de golpes en cada capa para obtener una relación de vacíos uniforme y aproximada a la óptima Proctor.
- Para determinar el número de golpes por cada capa se puede emplear la siguiente fórmula de la energía de compactación.

$$E_c = \frac{W_o H_o N}{V_c}$$

Donde:

E_c = energía de compactación, en kg-cm/cm³

W_o = peso del martillo en Kg.

¹ Con el fin de conocer el área interior del piezómetro, se vierte dentro de él una cantidad de agua conocida, se mide la longitud del tubo que se llene con ella y, dividiendo el volumen entre la longitud, se tiene el área interior media. El diámetro del piezómetro se elegirá de acuerdo con el orden de magnitud de permeabilidad del suelo que se va a ensayar.

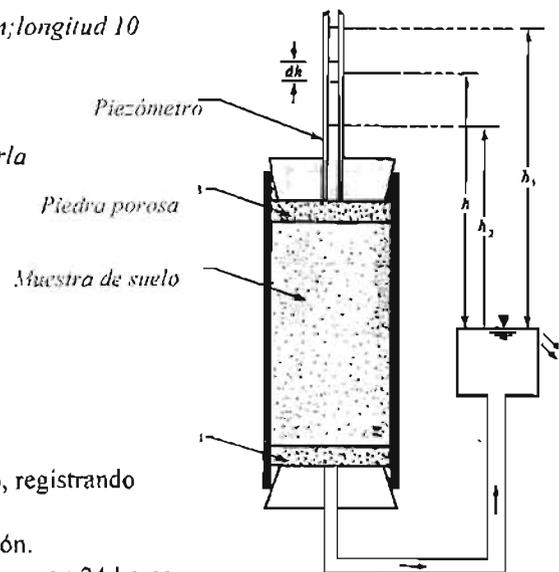
² En el caso frecuente de medición de permeabilidad en materiales artificialmente compactados se prepara la muestra en la forma indicada en los pasos.

Condiciones de la prueba

Las siguientes son condiciones ideales para la prueba y se requieren para garantizar el flujo laminar en un suelo fino.

Condiciones de carga variable:

- flujo continuo sin cambio de volumen en el suelo durante la prueba.
- flujo con suelo saturado y sin aire en los vacíos de este.
- proporcionalidad directa de la velocidad del flujo con gradientes hidráulicos bajo ciertos valores, donde comienza el flujo turbulento.



h_0 = altura de la caída en cm.

N = número total de golpes en la probeta

V_c = volumen total de la probeta compactada.

- Con el mismo pisón se nivela la superficie de la muestra, procurando que el espesor sea lo más uniforme posible, limpiándolo perfectamente
- Se mide la longitud inicial L_i y se anota en el registro respectivo, se pesa el permeámetro con la muestra húmeda. anotando su valor en el renglón muestra húmeda + tara del mismo registro.
- Con el material desechado se determina el contenido de humedad, registrando los datos en el renglón de contenido de agua testigo.

Procedimiento de prueba

- Se coloca el permeámetro en el recipiente donde se va a realizar la prueba, poniendo la tapa con el piezómetro calibrado. Se procede a llenarlo con agua desaireada del sistema, procurando sacar todas las burbujas de aire, por el tornillo de escape. Se recomienda tener un volumen grande de agua en el recipiente para que las variaciones de temperatura en el permeámetro sean pequeñas y no afecten las lecturas.
- Se carga el piezómetro y se hace fluir el agua a lo largo del tubo dos o tres veces, durante varios días para saturar el material y establecer el régimen teniendo cuidado de no dejar que el nivel baje tanto que pueda permitir la entrada de aire.
- Se fijan tres marcas en el piezómetro y se miden cuidadosamente sus distancias al nivel libre del agua en el recipiente. Este nivel se mantiene constante con un vertedor. La distancia entre las marcas varía de 10 a 40 cm, dependiendo de la permeabilidad del material.
- Para iniciar el registro de lecturas, se llena el piezómetro un poco más arriba de la primera marca y cuando el nivel del agua pasa por la marca h_1 , se registra la hora t_1 y la temperatura T_1 , registrándolas con la fecha, en las respectivas columnas del registro.
- Se espera el tiempo necesario para que el agua del piezómetro descienda y pase por la siguiente marca h_2 , se registra nuevamente el tiempo t_2 , la temperatura T_2 y la fecha, registrándolas en el mismo renglón y en sus respectivas columnas.
- Estas determinaciones se repiten tantas veces como sea necesario para obtener un valor más o menos constante de la permeabilidad.
- Una vez terminada la prueba se desconecta el permeámetro del sistema, se mide la altura final L_f de la pastilla.
- Se saca el material del permeámetro y se coloca en una cápsula tarada y numerada, se pesa y se registra el peso de la muestra húmeda + tara y se introduce en el horno para su secado.

CALCULOS

Se procede a calcular el contenido de humedad ($w\%$) tanto de las muestras como del testigo, el peso volumétrico y las relaciones de vacíos inicial y final para lo cual se sustituye en la fórmula.

$$e = \frac{V_x - S_s - W_s}{W_s}$$

La V por V_1 y V_2 respectivamente.

Se calcula la columna Δt , que es el tiempo transcurrido entre t_1 y t_2 segundos.

Se calcula h_1/h_2 y $\log_{10} h_1/h_2$

La columna P se calcula teniendo en cuenta la fórmula.

$$P = \frac{2.3 La}{A} \log_{10} \frac{h_1}{h_2} = K \Delta t$$

En donde:

A = área interior media del permeámetro

a = área interior media del piezómetro.

Se calcula:

$$K_t = \frac{P}{\Delta t}$$

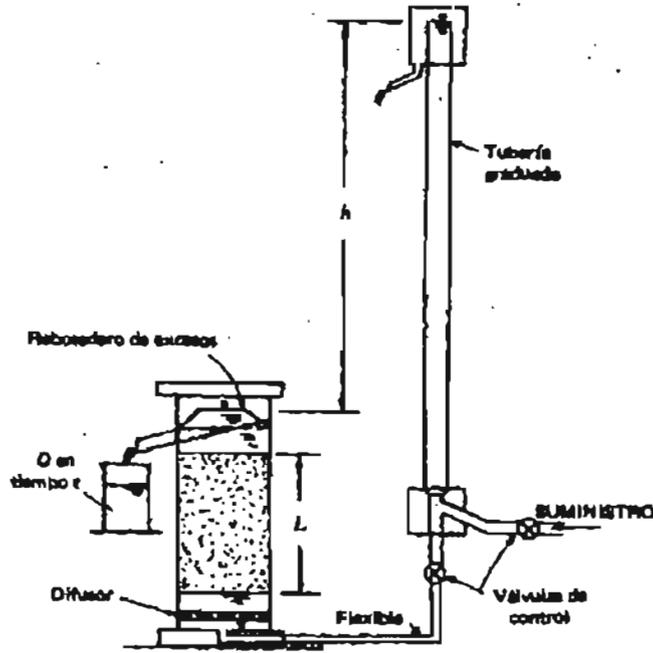
Y expresamos el cociente en 10^{-4} cm/s.

Se calcula:

$$K_{20} = K_t \frac{\mu}{\mu_{20}}$$

Donde:

K_{20} es la permeabilidad corregida a 20° c, μ y μ_{20} es la viscosidad del agua a la temperatura de la prueba a 20° c.



Proyecto Estabilidad de Talud
 Localización del proyecto Tula Hgo
 Descripción del suelo Arcilla café claro
 Realizado por Jose Barrios
 Dimensiones de la muestra: Diám. 7.60 cm; Área 45.36 cm²; Altura 20.32 cm
 Peso inicial de suelo + bandeja 2984.20 g
 Peso final de suelo + bandeja 1427.30 g
 Peso de la muestra 1556.90 g
 Vol. 921.71 cm³
 Peso unitario 1.60

Cabeza constante

Datos de ensayo

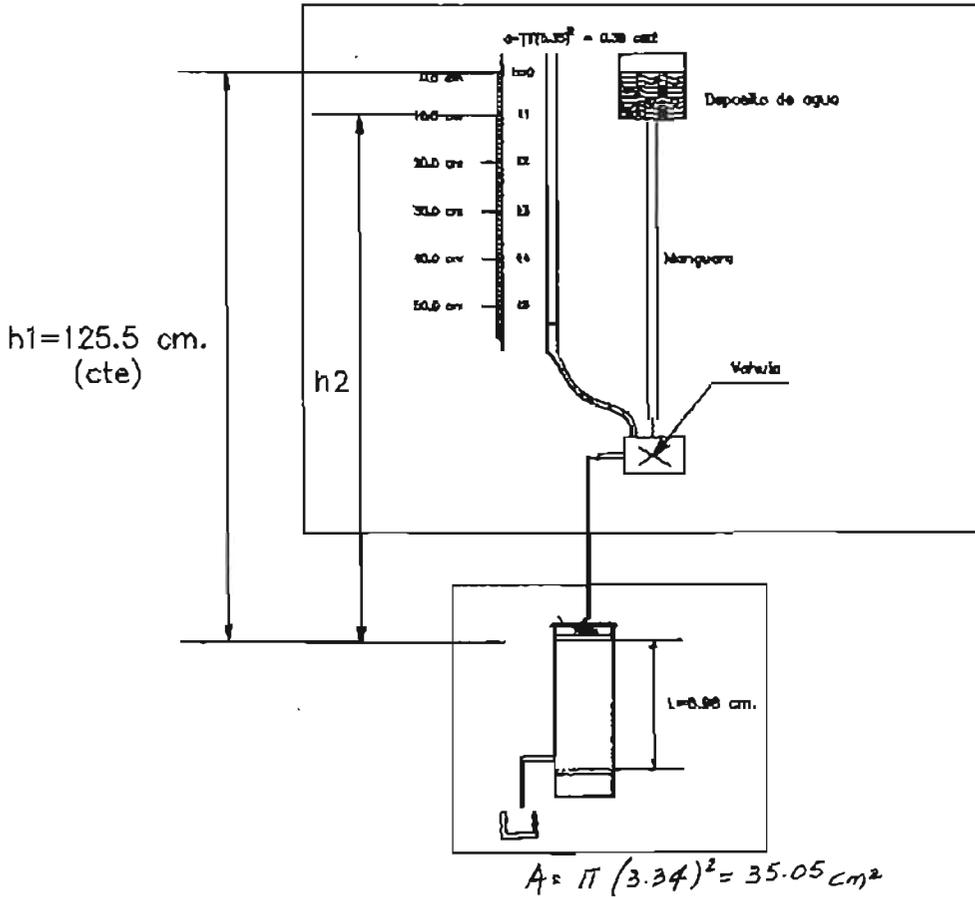
Datos usados del ensayo

Ensayo No.	t, s	Q, cm ³	T, °C	Ensayo No.	t, s	Q, cm ³	T, °C
1	160	810	22	1	160	810	
2	160	801	22	1	160	801	
3	160	791	22	1	160	791	
4							
				Promedio*	160	800.7	22°C

$$k_f = \frac{QL}{Aht} = \frac{800.7 (20.32)}{45.36 (75) 160} = 0.030 \text{ cm/s}$$

$$\frac{\eta_{22}}{\eta_{20}} = 0.9531$$

$$k_{20} = k_{22} \frac{\eta_{22}}{\eta_{20}} = 0.029 \text{ cm/s}$$



Cabeza variable

Tubería = bureta, otra (especificar) bureta

Area de la tubería, $a = \pi 0.35^2 = 0.38 \text{ cm}^2$

Datos del ensayo^b

Datos usados del ensayo

Ensayo No.	h_1 cm	h_2 cm	t, s	Q_{av} cm ³	Q_{av} cm ³	T, °C	Ensayo No.	h_1 cm	h_2 cm	t, s	T, °C
1	125.5	115.5	3.09		0.14	21	1	125.5	115.5	3.09	21
2	125.5	105.5	9.19		0.14	21	1	125.5	105.5	9.19	21
3	125.5	95.5	22.74		0.14	21	1	125.5	95.5	22.74	21
4	125.5	85.5	38.03		0.14	21	1	125.5	85.5	38.03	21
Promedio											

$\eta_r/\eta_{20} = 0.9761$

$k_r = \frac{aL}{A \Delta t} \ln h_1/h_2 = \frac{1.17 \times 10^{-3}}{\text{cm/s}}$

$k_{20} = k_r \eta_r/\eta_{20} = \frac{1.14 \times 10^{-3}}{\text{cm/s}}$

Memoria de cálculo

Para $T_1 = 3.09$ segundos $K_1 = \frac{0.38 \times 6.96}{35.05 \times 3.09} \ln \frac{125.5}{115.5} = 0.00205 \text{ cm/seg}$

Para $T_1 = 3.09$ segundos $K_1 = \frac{0.38 \times 6.96}{35.05 \times 9.19} \ln \frac{125.5}{105.5} = 0.00144 \text{ cm/seg}$

Para $T_1 = 3.09$ segundos $K_1 = \frac{0.38 \times 6.96}{35.05 \times 22.74} \ln \frac{125.5}{95.5} = 0.00092 \text{ cm/seg}$

Para $T_1 = 3.09$ segundos $K_1 = \frac{0.38 \times 6.96}{35.05 \times 38.03} \ln \frac{125.5}{85.5} = 0.00077 \text{ cm/seg}$

Para $T_1 = 3.09$ segundos $K_1 = \frac{0.38 \times 6.96}{35.05 \times 56.71} \ln \frac{125.5}{75.5} = 0.00069 \text{ cm/seg}$

$K_{prom} = 0.00117 \text{ cm/seg}$

Peso de la muestra = 294.33 gr
 $S_s = 2.6$

Velocidad de descarga en promedio

$V = K_i$

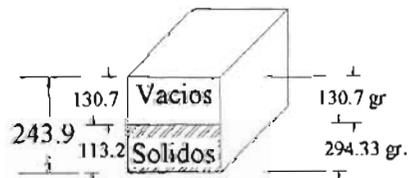
$$V = \frac{V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5}{5}$$

$$V = \frac{0.0029 + 0.004 + 0.0039 + 0.0044 + 0.0049}{5} = 0.004$$

$$V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma_o} = \frac{249.33}{2.6 \times 10} = 113.2 \text{ cm}^3$$

Como

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{130.7}{113.2} = 1.16$$



Al sustituir la velocidad de filtración

$$V_1 = \frac{1+e}{e} v$$

$$V_1 = \frac{1+1.16}{1.16} \times 0.004 = 0.007 \text{ cm/seg}$$

°C	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
10	1.3012	1.2876	1.2840	1.2903	1.2867	1.2831	1.2795	1.2759	1.2722	1.2686
11	1.2850	1.2616	1.2580	1.2646	1.2510	1.2476	1.2441	1.2406	1.2371	1.2336
12	1.2801	1.2288	1.2234	1.2201	1.2168	1.2135	1.2101	1.2068	1.2036	1.2001
13	1.1988	1.1988	1.1906	1.1873	1.1841	1.1810	1.1777	1.1746	1.1714	1.1688
14	1.1851	1.1621	1.1590	1.1660	1.1629	1.1499	1.1468	1.1438	1.1408	1.1377
15	1.1347	1.1318	1.1289	1.1260	1.1231	1.1202	1.1172	1.1143	1.1114	1.1086
16	1.1068	1.1028	1.0999	1.0971	1.0943	1.0916	1.0887	1.0859	1.0833	1.0802
17	1.0774	1.0747	1.0720	1.0693	1.0667	1.0640	1.0613	1.0586	1.0560	1.0533
18	1.0607	1.0480	1.0464	1.0429	1.0403	1.0377	1.0351	1.0325	1.0300	1.0274
19	1.0248	1.0228	1.0198	1.0174	1.0149	1.0124	1.0099	1.0074	1.0050	1.0025
20	1.0000	0.9976	0.9952	0.9928	0.9904	0.9881	0.9857	0.9833	0.9809	0.9785
21	0.9761	0.9738	0.9715	0.9692	0.9669	0.9646	0.9623	0.9600	0.9577	0.9554
22	0.9531	0.9509	0.9487	0.9465	0.9443	0.9421	0.9399	0.9377	0.9355	0.9333
23	0.9311	0.9290	0.9268	0.9247	0.9225	0.9204	0.9183	0.9161	0.9140	0.9118
24	0.9097	0.9077	0.9056	0.9036	0.9015	0.8995	0.8975	0.8954	0.8934	0.8913
25	0.8893	0.8873	0.8853	0.8833	0.8813	0.8794	0.8774	0.8754	0.8734	0.8714
26	0.8694	0.8675	0.8656	0.8636	0.8617	0.8598	0.8579	0.8560	0.8540	0.8521
27	0.8502	0.8484	0.8466	0.8447	0.8428	0.8410	0.8392	0.8373	0.8355	0.8336
28	0.8318	0.8300	0.8282	0.8264	0.8246	0.8229	0.8211	0.8193	0.8175	0.8157
29	0.8139	0.8122	0.8105	0.8087	0.8070	0.8053	0.8036	0.8019	0.8001	0.7984
30	0.7967	0.7950	0.7934	0.7917	0.7901	0.7884	0.7867	0.7851	0.7834	0.7818
31	0.7801	0.7785	0.7769	0.7753	0.7737	0.7721	0.7705	0.7689	0.7673	0.7657
32	0.7641	0.7626	0.7610	0.7595	0.7579	0.7564	0.7548	0.7533	0.7517	0.7502
33	0.7486	0.7471	0.7456	0.7440	0.7425	0.7410	0.7395	0.7380	0.7364	0.7349
34	0.7334	0.7320	0.7305	0.7291	0.7276	0.7262	0.7247	0.7233	0.7218	0.7204
35	0.7189	0.7175	0.7161	0.7147	0.7133	0.7120	0.7106	0.7092	0.7078	0.7064

Fig 8.3
Corrección de viscosidad para η_1 y η_{20} .

Consolidación

9.1 Introducción

Las pruebas de consolidación en laboratorio, son requeridas por ser parte importante del proceso de cálculo de deformaciones de un suelo que esta sujeto a esfuerzos de compresión (fig 9.1 b). Solo con una evaluación previa de la deformación del suelo, se puede proponer la cimentación adecuada para cualquier estructura.

Las pruebas de consolidación en laboratorio, son solicitadas, según las condiciones de carga actuantes y las condiciones naturales en las cuales se encuentra el estrato compresible de suelo. Para reproducir en laboratorio las condiciones actuantes sobre el estrato de suelo del sitio en estudio, se hace uso del aparato de consolidación el cual consiste de un apoyo fijo sobre el que descansa un brazo de metal con diferentes radios de aplicación y un anillo de cobre que confina la muestra de suelo lateralmente permitiendo la deformación del suelo verticalmente (fig 9.1 a).

Teoría de la consolidación

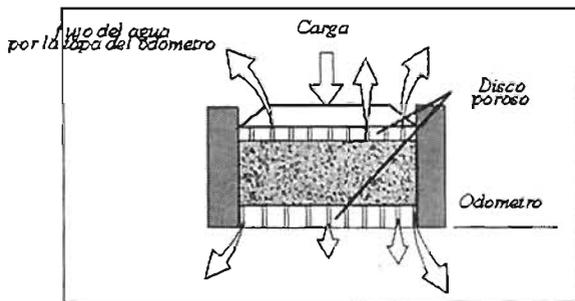


Fig 9.1a
Anillo de consolidación

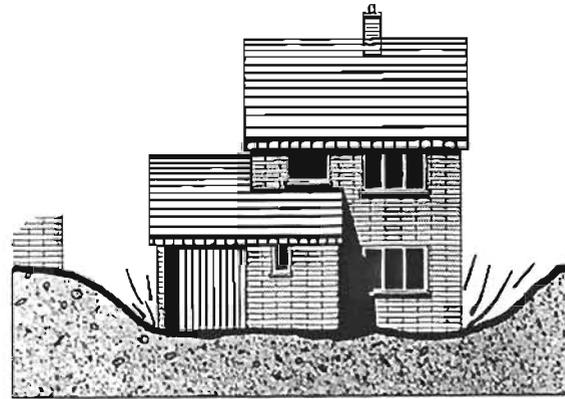


Fig 9.1b
Límites permisibles de deformación del suelo

La (fig 9.1 b) muestra que los límites permisibles de deformación del suelo han sido rebasados y que la estructura puede comenzar a presentar daños estructurales, los cuales pueden continuar y causar daños irreversibles.

La función de los proyectistas es la de mantener los hundimientos totales y diferenciales de la estructura y su cimentación, por debajo de los permisibles establecidos por las normas de diseño regionales o por necesidades propias de la obra. Para lo cual se requiere estudiar el comportamiento de la cimentación y conocer con suficiente precisión las propiedades *esfuerzo deformación-tiempo* de los diferentes estratos que constituyen el subsuelo y que se ven afectados por las cargas que la cimentación les transmite sean estas permanentes o transitorias.

Algunas de las causas de asentamientos de los suelos son:

- El peso propio de las masas de suelo sobre yacientes al estrato comprimido.
- Recompresión al volver a cargar un terreno expandido.
- Saturación del terreno (que puede causar colapso o expansión).
- Sismo y vibración, cuando generan licuación o densificación.
- Fallas de techos de cavernas o minas.
- Falta o pérdida de apoyo lateral.
- Erosión del subsuelo (socavación y tubificación).
- Extracción del agua del subsuelo (bombeo profundo de arrecifes o en construcciones cercanas).
- Asentamiento de construcciones o sobrecargas vecinas.
- Acción química y degradación de materia orgánica.
- Remoldeo de arcillas.

A continuación se hace referencia de algunas fallas técnicas en construcciones debido a asentamientos del suelo:

Se sabe de algunos ejemplos clásicos de edificios que perdieron su verticalidad a consecuencia de la falta de uniformidad del suelo donde se cimentaron. Probablemente el de la torre de Pisa sea el caso más estudiado y conocido de un edificio inclinado que a pesar de sus 5 grados de inclinación, esta aún en servicio, de la misma forma sucede con el Palacio de Bellas Artes en la ciudad de México, con asentamientos que se miden en metros y que continúan aumentando día con día.

La torre de Pisa tiene 179 pies de altura con muros de espesor de 13 pies en la base; actualmente está 14 pies fuera de la vertical y su inclinación progresa a razón de una pulgada cada 25 años. La losa de cimentación es una placa de 60 pies de diámetro, con un hueco en el centro, que descansa sobre un fino limo volcánico, esta cimentación ha girado hasta quedar 7 pies inclinada bajo la horizontal, teniendo las presiones más fuertes hacia el lado más bajo. Construida en el último tercio del siglo XII se comenzó a inclinar cuando solo tenía 3 pisos, por lo que se suspendieron los trabajos. Pasaron 60 años y como la torre parecía no haberse inclinado más, se le añadió otro piso; y como se advirtió una inclinación adicional nuevamente se suspendieron las obras. Cien años permaneció la torre sin cambiar su nueva posición y por esto se procedió a terminarla, pero con algunos cambios sustanciales en el diseño, tratando así de neutralizar su tendencia a inclinarse más. En 1932 se intentó la inyección de lechada de cemento en el subsuelo pero sin resultado alguno; 1000 toneladas de lechada le agregaron peso al subsuelo pero la estabilidad no mejoró mucho. Varios proyectos se han elaborado para estabilizar la torre sin enderezarla y continuamente aparecen en los diarios noticias al respecto. Una torre vertical restaría a Pisa mucho de su atractivo turístico pero una torre derrumbada se lo restaría también.

En 1906, en Túnez, dos bodegas cimentadas sobre losas de concreto se inclinaron a 25 grados de la vertical pero se enderezaron sobrecargando los lados más elevados. El primer edificio se niveló y se estabilizó después de haberse hundido 15 pies. El segundo edificio ya se había inclinado tanto que el voladizo aumentó a 17 pies en 17 horas. También se niveló pero no se estabilizó sino hasta cuando su asentamiento llegó a los 18 pies. En 1914 el elevador de granos de Transcona en Manitoba, Canadá, que consistía de 65 tolvas de concreto de 93 pies de altura, y cimentado sobre una plancha del mismo material de 77 x 125 pies se hundió 12 pulgadas y luego se inclinó a 27 grados de la vertical estando lleno hasta 85 % de su capacidad. La estructura pesaba 20,000 toneladas y el grano almacenado 22,000 toneladas. Mediante un alarde de ingeniería, la estructura que ya se encontraba con una inclinación de 34 pies fuera de plomo se enderezó y se recalzó introduciendo poleas que se hicieron descender hasta la roca firme de manera que la estructura volvió a utilizarse encontrándose en la actualidad ya en servicio normal. En Fargo, North Dakota, otro elevador de granos (más pequeño que el anterior compuesto por 20 tolvas de 10 pies de altura cimentados sobre una plancha de concreto armado de 52 pies de ancho por 126 de largo) en 1955 se inclinó al año de haber sido construido, pero las tolvas fallaron y la estructura se arruinó.

Una falla dramática por rotación debida a diferencia de capacidad de carga en el subsuelo fueron una de las fallas que se registró en Roma, en un edificio de apartamentos de nueve pisos que sufrió asentamientos en ambos extremos y se partió en dos. Esta separación del edificio en dos mitades con una abertura triangular de 3 pies de ancho al nivel del techo ocurrió en 1959, cuando las viviendas escaseaban al grado de que no se podía tener legalmente ninguna área sin ocupar. Después de una pequeña reparación consistente en la adición de algunas vigas en el vestíbulo con varios testigos de varillas de vidrio que indicaban que se registraban nuevos movimientos, 19 de los 28 apartamentos continuaron habitados.

9.2 PRINCIPIOS DE LA CONSOLIDACIÓN

Cuando se realiza un reconocimiento del suelo, con la maquinaria e instrumentos de exploración adecuados y el soporte analítico del laboratorio, se puede garantizar que parte del trabajo de evaluación de un sitio es completo. Si el suelo en estudio va a estar sometido a esfuerzos de compresión se requerirá adicionalmente a lo mencionado con anterioridad, un estudio completo de consolidación de la muestra de suelo, el cual proporcionará los siguientes valores.

- Cargas de preconsolidación del suelo.
- Cargas de sobreconsolidación sobre el suelo
- Compresibilidad de un suelo.

- Asentamientos por consolidación primaria y secundaria.
- Expansiones por descarga del terreno a largo plazo.

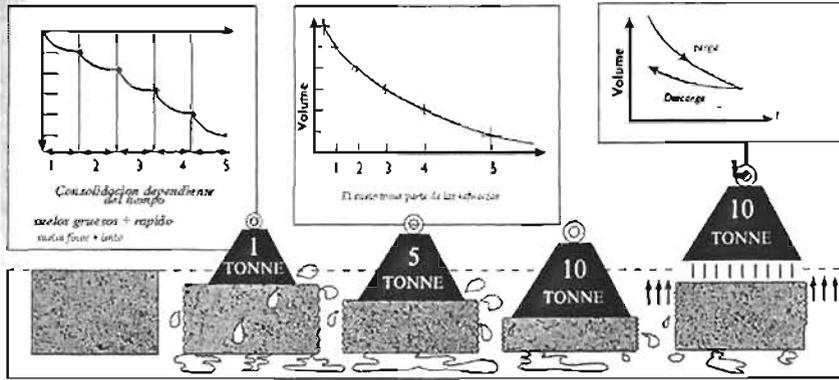


Fig 9.2

Cuando se tiene un estrato de arcilla saturada de alta compresibilidad, cercana a una profundidad de desplante de la cimentación de cualquier estructura. Esta se encuentra sometida en un inicio a un incremento de esfuerzos, los cuales presentan oposición por el agua que se encuentra en los intersticios del suelo (fig 9.2). Pero gradualmente el agua comienza a disiparse a través del suelo y, comienza un proceso de consolidación del suelo. Debido a que la permeabilidad en este tipo de suelos es baja, la disipación de la presión intersticial tomara algún tiempo (consolidación primaria), hasta que el incremento de esfuerzos sea tomado por los sólidos de suelo (consolidación secundaria).

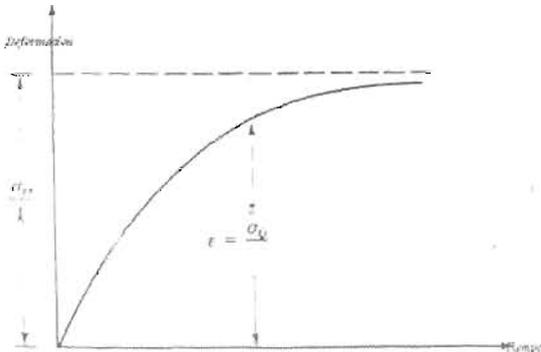


Fig 9.3

En un tiempo $t=0$, el esfuerzo Δ_p es opuesto únicamente por el agua (fig 9.3)

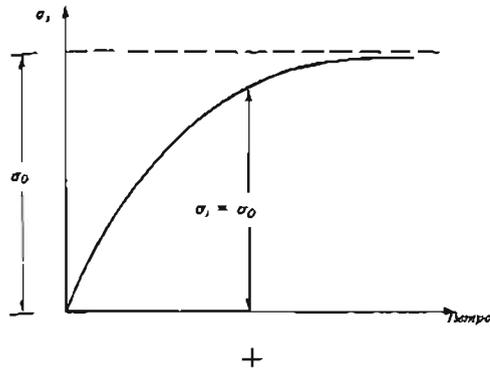


Fig 9.4

Al permanecer constante Δ_p , la oposición a este esfuerzo es gradualmente compartido entre el agua y los sólidos del suelo (fig 9.4)

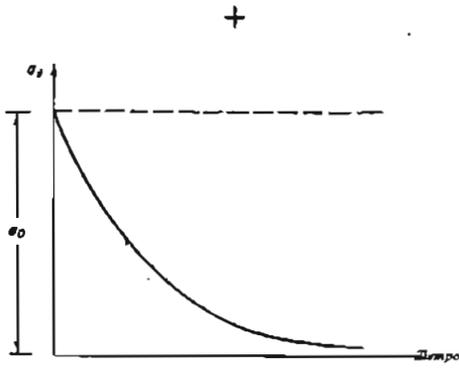


Fig 9.5

Cuando el agua comienza a disiparse, después de un tiempo t , los esfuerzos de reacción son tomados gradualmente por los sólidos del suelo. (Figura 9.5)

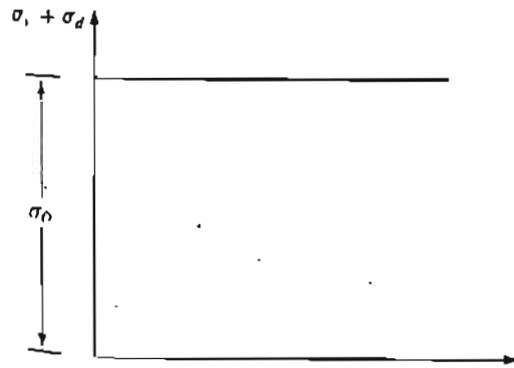


Fig 9.6

Finalmente todos los esfuerzos de reacción los efectúa la masa del suelo (Figura 9.6)

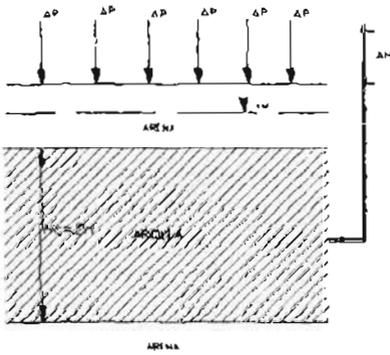


Fig 9.7

Si Δp es una sobrecarga sobre la superficie del terreno, en un área determinada el incremento de esfuerzos totales a cualquier profundidad de la capa de arcillas será igual a Δp (Figura 9.7)

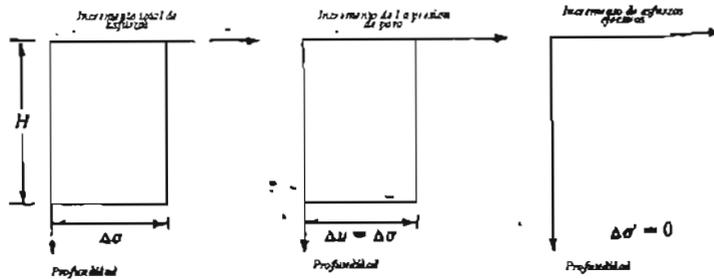


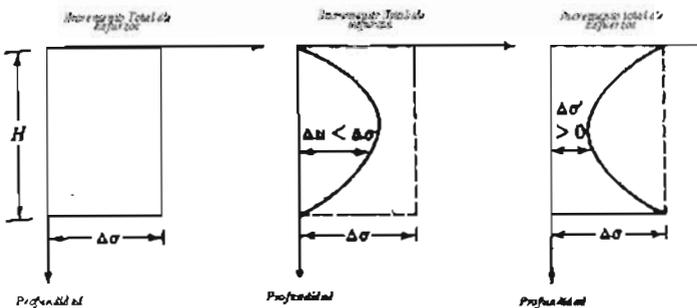
Fig 9.7

Al comienzo de la prueba, es decir con un tiempo $t=0$, inmediatamente después de la aplicación del esfuerzo, la presión del agua en los vacíos del suelo, a cualquier profundidad (Δu) será igual a Δp .

$$\Delta u = (\Delta h \cdot \gamma_w) = \Delta p \text{ (al tiempo } t=0)$$

de modo que el incremento de esfuerzos efectivos a un tiempo $t=0$ será (fig 9.3)

$$\Delta \sigma' = \Delta \sigma - \Delta u = 0$$



en un tiempo $0 < t < \infty$

Fig 9.9a

En teoría, en un tiempo $t = \alpha$ cuando toda la presión del agua (presión de poro) en la capa de arcilla se disipa como resultado del drenaje hacia los estratos de arena. (Fig. 9.9)

$$\Delta u = 0$$

(en un tiempo $t = \alpha$) (Figura 9.9a)

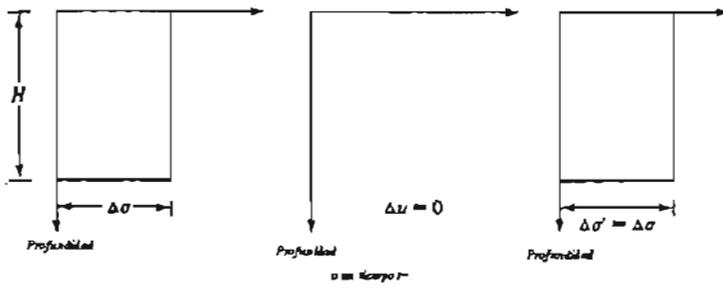


Fig 9.9 b

Lo que significa que el incremento de esfuerzos efectivos en el estrato de arcilla es: (Fig 9.9b)

$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta u = \Delta p - 0 = \Delta p$$

El incremento gradual en los esfuerzos efectivos en el estrato, tiene como efecto un asentamiento gradual; o cambio de volumen con respecto al tiempo, es decir una consolidación del suelo.

Cuando se consolida la masa de suelo, se tiene una disminución del volumen de suelo y una importante reducción en los vacíos del suelo; Para fines de observación, análisis y comprensión del comportamiento del suelo ante la presencia de cargas, se muestra la representación grafica del comportamiento de una arcilla saturada sometida a esfuerzos verticales de deformación (fig 9.16).

Estas pruebas de laboratorio para determinar el asentamiento por consolidación bajo diferentes incrementos de carga son ejecutadas conforme a la normatividad establecida a nivel académico la cual se enuncia a continuación:

Las muestras de suelo para la prueba deben tener 63.5 mm de diámetro y 25.4 mm de altura, Las muestras deben colocarse dentro de un anillo con una piedra porosa en la tapa y en el fondo de la muestra (Fig 9.11). Luego se debe aplicar la carga de manera que el esfuerzo total sea igual a P. Las lecturas de deformaciones para la muestra deben ser tomadas por periodos de 24 hrs. Después se duplica la carga sobre la muestra y se vuelve a tomar la lectura de las deformaciones. Durante la prueba, en todo momento, se debe mantener la muestra bajo el agua, este procedimiento se continua hasta que el limite deseado de esfuerzos es alcanzado. Basada en las pruebas de laboratorio, una gráfica que muestre la variación de la relación de vacíos e al final de la consolidación contra el correspondiente esfuerzo p, se puede dibujar. (e en escala aritmética y p en escala semilogaritmica). La naturaleza de la variación de e contra el log p para una muestra de arcilla se muestra en la (fig. 9.12) durante las pruebas de laboratorio después de que la presión de consolidación se alcanza, la muestra puede ser gradualmente descargada. Esto dará como resultado la expansión de la muestra, como lo muestra la (fig. 9.12) donde se nota la variación de la relación de vacíos durante el periodo de descarga.

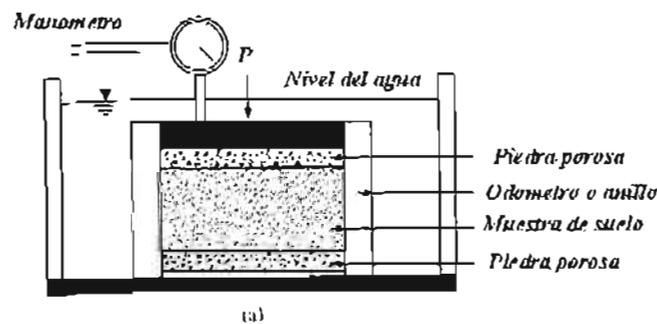


Fig 9.11

Consolidómetro

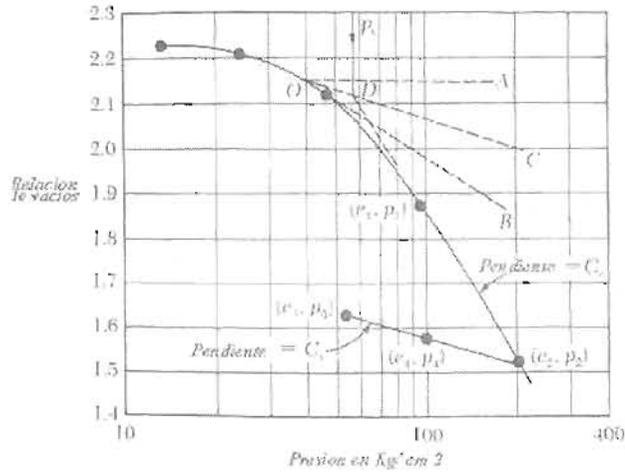


Fig 9.11

Naturaleza de la variación de e contra el $\log p$ para una muestra de arcilla, después de que la presión de consolidación se alcanza.

La geometría que regularmente describe la gráfica de deformación con respecto al tiempo es: figura 9.13

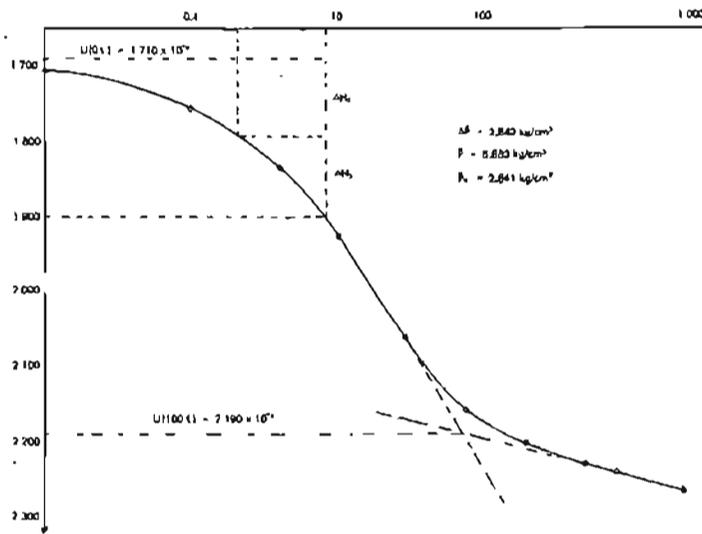


Fig 9.13

En la gráfica podemos observar que una vez alcanzado el 100 % de deformación, los sólidos del suelo comienzan a ejercer una oposición total a los esfuerzos que alteran el equilibrio original del suelo (Fig 9.13)

En la (figura 9.14) se muestra el proceso inicial de carga, denominado de preconsolidación

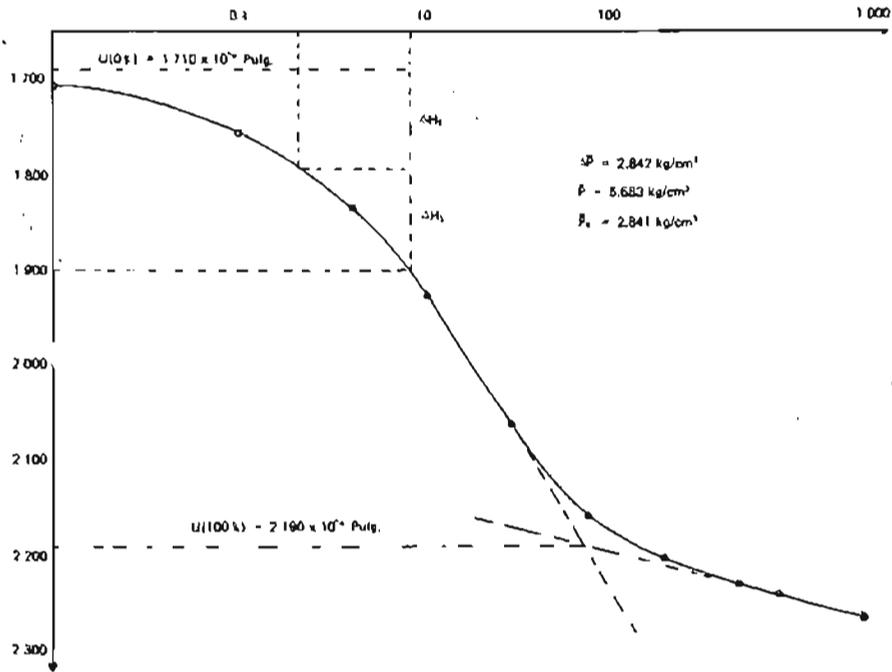


Fig 9.14

Proceso inicial de carga, denominado de preconsolidación.

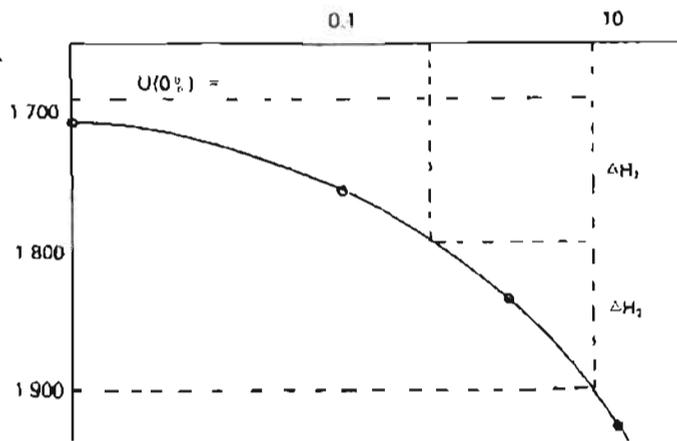


Fig 9.14 a

Detalle del proceso inicial de carga

En la (figura 9.15) se muestra el proceso de consolidación primaria donde la presión de poro la transmite gradualmente transferido a un esfuerzo efectivo debido a la expulsión de la presión del agua.

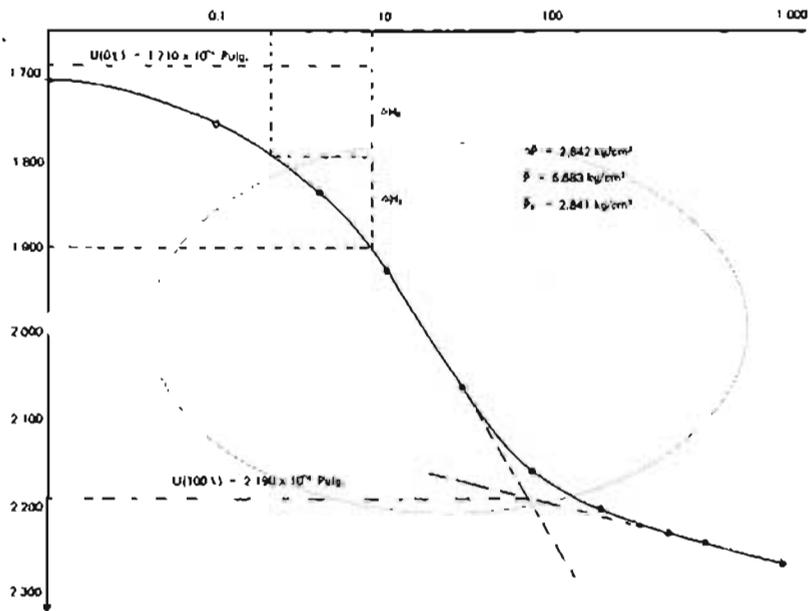


Fig 9.15

Proceso de consolidación primaria.

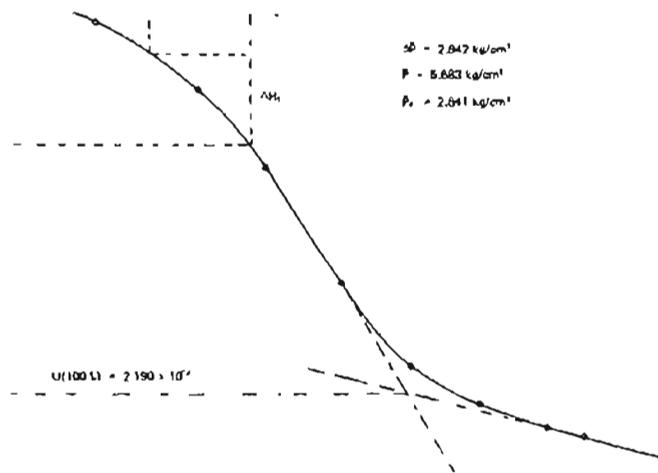


Fig 9.15 a

Detalle del proceso de consolidación primaria.

El comportamiento interno del suelo sufrido por los incrementos de cargas, se puede interpretar analíticamente con la siguiente expresión:

Se calcula la altura de los sólidos del suelo H_s en la muestra de suelo

$$H_s = \frac{W_s}{A \times \rho_s \times w} \dots \dots 9.1$$

Donde W_s = peso seco de la muestra

A = Area de la muestra

ρ_s = densidad de sólidos

w = Peso volumetrico del agua

Calculamos la altura inicial de los vacios del $H_v = H - H_s$ suelo

Donde H = Altura inicial de la muestra

Se calcula la relacion de vacios inicial e_0 , de la muestra

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_v \times A}{H_s \times A} \dots \dots 9.2$$

Se calcula el cambio en la relación de vacíos debido a los primeros incrementos de carga $P_1 \left(\frac{\text{Carga total}}{\text{Area de la muestra}} \right)$

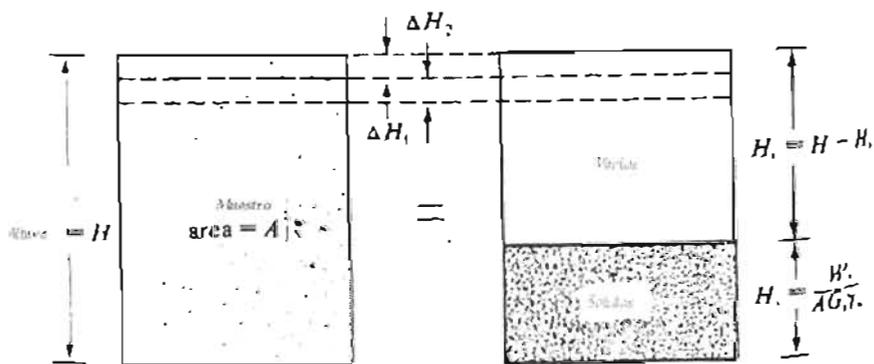


Fig 9.16

Donde:
$$\Delta e_1 = \frac{\Delta H_1}{H_s} \quad 9.3$$

ΔH_1 = es la diferencia de lecturas del micrómetro de H y H_1 (fig 9.16)

Como previamente se determino e_0 , se calcula la e_1 producto del incremento de la presión p_1 (Fig 9.17)

$$e_1 = e_0 - \Delta e_1$$

Para el cálculo de e_2 , se incrementa acumulativamente P_2 de acuerdo al área de la muestra

$$e_2 = e_1 - \Delta H_2 / H_s$$

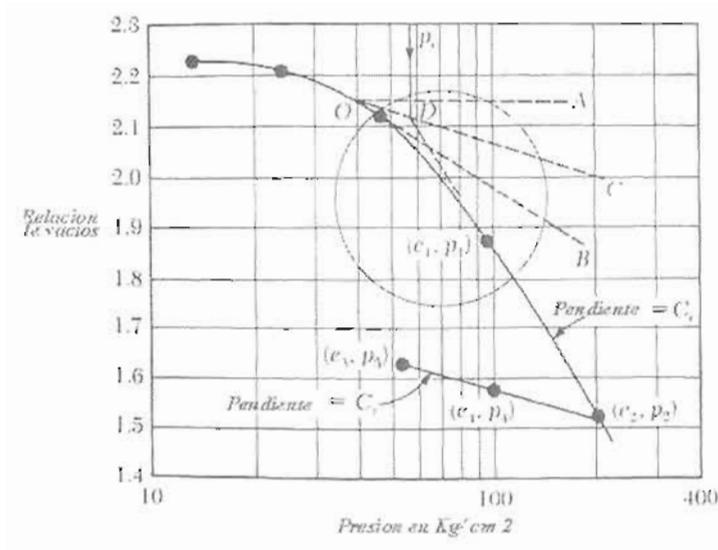
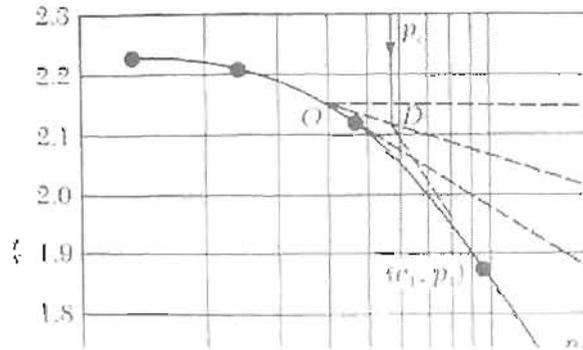


Fig 9.17

e_1 producto del incremento de la presión p_1



Detalle 1

e_1 producto del incremento de la presión p_1

Al efectuar el mismo procedimiento para los diferentes incrementos de carga, se grafican los valores obtenidos (figura 9.18), quedando registradas las relaciones de vacíos y presiones totales correspondientes.

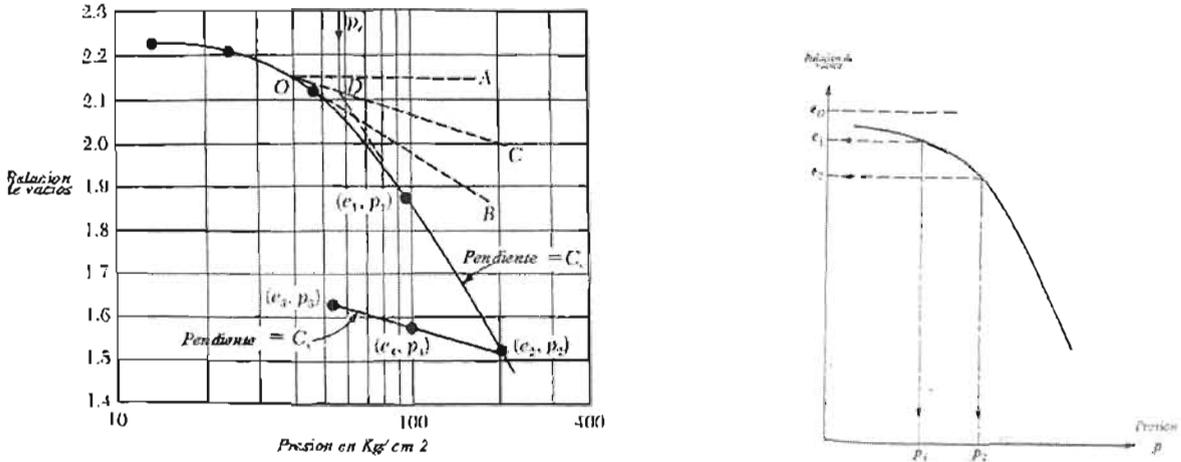


Fig 9.18

Registro gráfico de las relaciones de vacíos y las presiones totales.

Arcillas Normalmente consolidadas y sobreconsolidadas

De la curva $e-\log P$ mostrada en la fig 9.19 se puede observar en el tramo inicial de la gráfica que esta tiene una ligera curva con poca pendiente (fig 9.19 a), seguida de un tramo recto casi vertical (fig 9.19 b), lo que refleja que el suelo tiene una relativa deformación debido a que, en su historia geológica ha estado sujeto a esfuerzos mayores de compresión que los aplicados en la prueba, al contrario del tramo recto que continua de la curva, cuyo comportamiento refleja, que el suelo no muestra la menor capacidad de reaccionar, debido a que en su historia geológica no ha estado sometido a esfuerzo mayores a los aplicados.

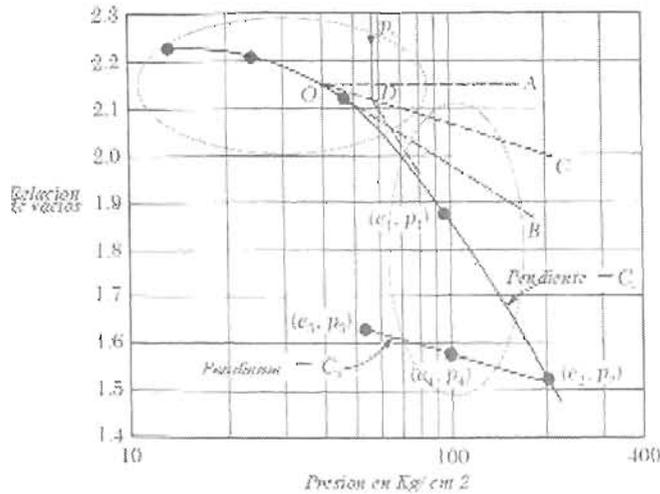


Fig 9.19

Curva $e-\log P$

Se determina el punto *O* sobre la curva *e-log p* que tiene la curvatura mas cerrada (es decir que tiene el radio de curvatura mas pequeño).

- Dibujamos una línea horizontal *OA*.
- Dibujamos una línea *OB* que es tangente a la curva *e-log p* en *O*.
- Dibujamos una línea *OC* que bisecte el ángulo *AOB*.

▪ Se prolonga una porción de línea recta de la curva *e-log p* hasta intersectar el punto *OC*. Este es el punto *D*. La presión que corresponde al punto *P* es la presión de preconsolidación, *P_c*

Los depósitos de suelos en estado natural pueden ser normalmente consolidados, sobreconsolidados, o preconsolidados. Si la presión efectiva actual sobre el suelo $P = P_0$, es igual a la presión de preconsolidación P_c , el suelo se encuentra normalmente consolidado. Sin embargo, si $P_0 < P_c$, el suelo esta sobreconsolidado *Nagaraj and Murthy* (1985) han sugerido las siguientes relaciones empíricas para obtener P_c en suelos preconsolidados:

$$\frac{e_0}{e_1} = 1,122 - 0,188 \times \log P_c - 0,0463 \log P_0 \quad \dots 9.4$$

donde e_1 = relación de vacíos en el límite líquido

e_0 = relación de vacíos con la presión efectiva de sobrecarga

Sin embargo para los suelos saturados, $e = w \times S_s$

$$e_1 = \frac{LL}{100} (S_s) \quad \dots 9.5$$

$$\log P_c = \frac{1,122 - \frac{100 e_0}{LL \times S_s} - 0,0463 \log P_0}{0,188} \quad \dots 9.6$$

Indice de compresión *C_c*

Esta es la pendiente de la porción recta de la curva *e-p*, cuya longitud o factor de compresibilidad queda determinado analíticamente de acuerdo con la (figura 9.21).

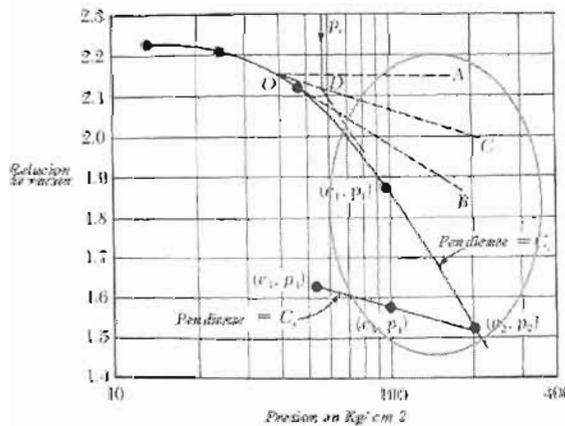


Fig 9.21

Máxima presión previa a la consolidación primaria sobre el suelo

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\text{Log } P_2 - \text{Log } P_1} = \frac{e_1 - e_2}{\text{Log } \frac{P_2}{P_1}} \quad \dots 9.7$$

El índice de compresión de la curva determinado en laboratorio difiere del suelo virgen de donde tiene su origen, debido a la alteración física que tiene el suelo in situ con la exploración y extracción de muestras. La variación natural de la curva $e-\log p$ en el campo (curva virgen de compresión) y en laboratorio en una arcilla normalmente consolidada queda determinada gráficamente así (figura 9.22). Al observar la grafica notamos que la curva virgen de compresión interseca con la curva de laboratorio en $0.42e_0$ (Terzaghi y Peck, 1967).

Donde:

e_0 es la relación de vacíos de la arcilla en el campo.

Conociendo los valores de e_0 y P_c , podemos fácilmente construir la curva virgen.

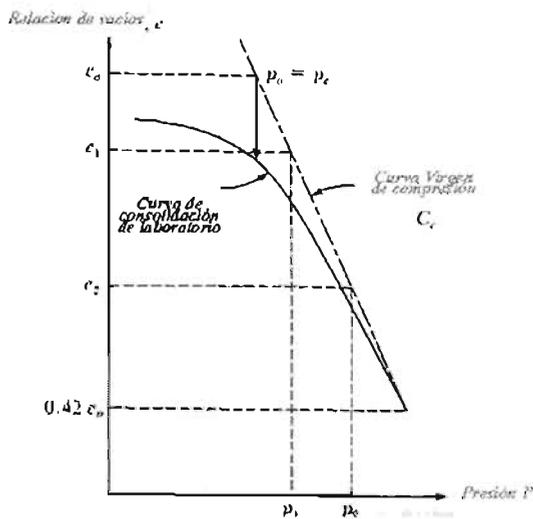


Fig 9.22
Variación natural de la curva $e-\log p$ en el campo (curva virgen de compresión) y la curva $e-p$ de laboratorio.

Índice de expansibilidad

El índice de expansión C_s es la pendiente de la parte descargada sobre el suelo de la fig. 9.23:

$$C_s = \frac{e_3 - e_4}{\text{Log } \frac{P_4}{P_3}} \quad \dots 9.8$$

El valor del índice de expansión es en la mayoría de los casos de 1/4 a 1/5 del índice de compresión.

El índice de expansión es importante en la estimación del asentamiento por consolidación de arcillas sobreconsolidadas, debido a que es un indicador de la recuperación volumétrica que tiene el suelo al liberarlo de la carga a la que se encuentra sometido.

9.3 CALCULO DE ASENTAMIENTOS:

El asentamiento por consolidación unidimensional, causado por una carga adicional sobre un estrato de arcilla de espesor H_c (Figura 9.25) se calcula según las siguientes expresiones:

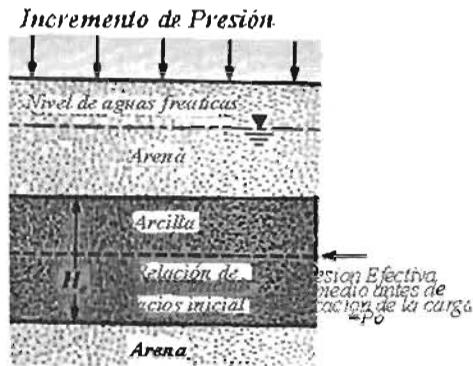


Fig 9.25

Consolidación unidimensional, causada por una carga adicional sobre un estrato de arcilla de espesor H_c

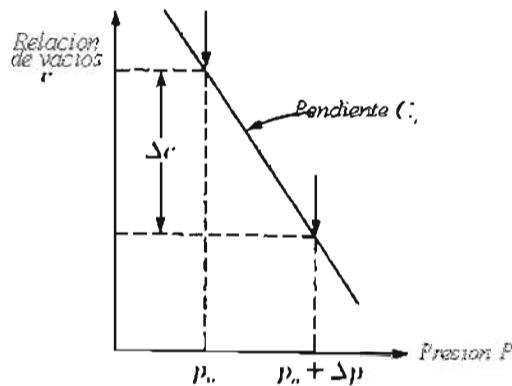
$$S = \frac{\Delta e}{1 + e_n} H_c \dots 9.10$$

Donde S = Asentamiento

Δe = Disminución de la relación de vacíos causada por el incremento de carga

e_n = relación de vacíos de la arcilla previa aplicación de la carga

Gráfica e - $\log p$ (figura 9.26) para el caso de las arcillas normalmente consolidadas, la



Arcillas normalmente consolidadas

Fig 9.26

Gráfica e - $\log p$ para arcillas normalmente consolidadas.

Siendo

P_0 = Presión inicial promedio efectiva del suelo sobre la capa de arcilla,
 Δp = incremento promedio de presión sobre la capa de arcilla causada por la carga adicional

De donde:

El cambio de relación de vacíos causados por el incremento de carga es:

$$\Delta e = C_c \times \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \quad \dots\dots 9.11$$

$$S = \frac{C_c \times H_c}{1 + e_0} \text{Log} \frac{P_0 + \Delta P}{P_u} \quad \dots\dots 9.12$$

Para arcillas sobreconsolidadas, la curva de campo e - $\log p$ será como la mostrada en la (figura 9.27). en este caso, dependiendo del valor de Δp se tienen dos condiciones.

1. Si $(P_0 + \Delta p) < P_c$

$$\Delta e = C_s \times \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0}$$

sustituyendo en 1

$$S = \frac{C_s \times H_c}{1 + e_0} \text{Log} \frac{P_0 + \Delta P}{P_u}$$

2. Si $P_0 < P_c < P_0 + \Delta p$.

$$\Delta e = \Delta e_1 + \Delta e_2 = C_s \times \log \frac{P_c}{P_0} + \frac{C_s \times H_c}{1 + e_0} \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \quad \dots\dots 9.13$$

$$S = \frac{C_s \times H_c}{1 + e_0} \left[C_s \times \log \frac{P_c}{P_0} + \frac{C_s \times H_c}{1 + e_0} \log \frac{P_c}{P_0} \right] \quad \dots\dots 9.14$$

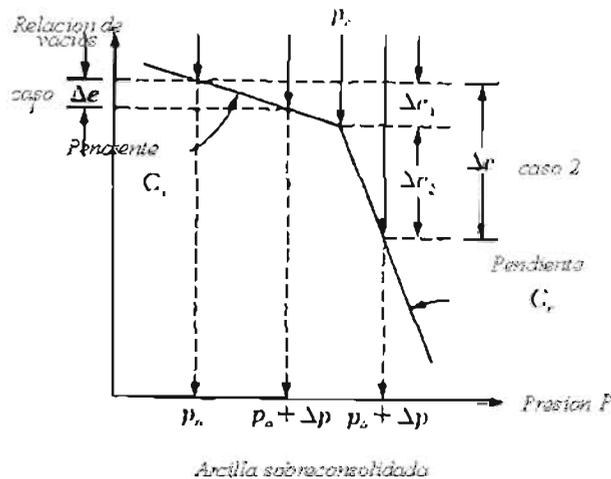


Fig 9.27

Gráfica e - $\log p$ para arcillas sobreconsolidadas.

9.4 Obtención de la consolidación de suelos en laboratorio

▪ Determinación de la presión sobre la muestra:

La prueba de consolidación unidimensional, se denomina así, por la acción que ejerce una fuerza vertical sobre una muestra de suelo con dimensiones determinadas confinada lateralmente con un anillo de cobre denominado consolidómetro u odómetro (Fig 9.28). En esta prueba de laboratorio se reproducen las condiciones in situ del suelo y se obtiene información para calcular los parámetros con los que se calculan los asentamientos del suelo.

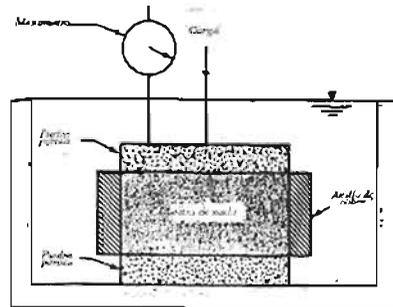


Fig 9.28

Consolidómetro.

La aplicación del esfuerzo sobre la muestra se ejerce con un brazo de palanca con 3 diferentes radios de aplicación. Esta viga se encuentra en equilibrio con un contrapeso y un punto de apoyo fijo en donde se aplica la carga por medio de un vástago (fig 9.29)

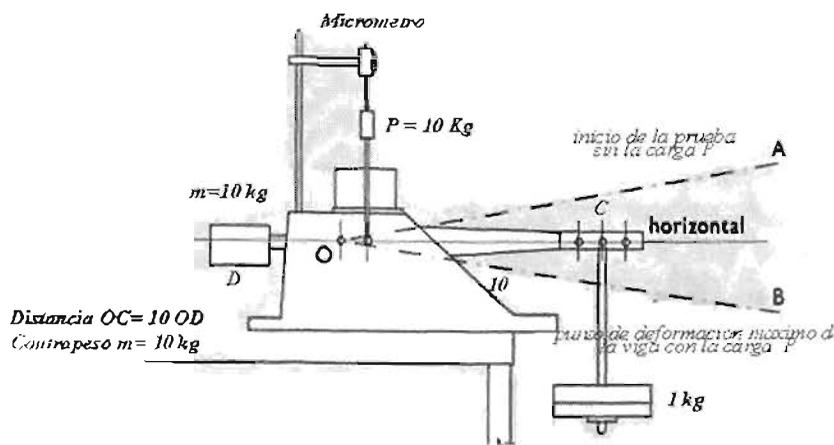


Fig 9.29

Aparato de consolidación

Las dimensiones de la muestra, pueden ser de 50 mm hasta 112 mm de diámetro, dependiendo del modelo de odómetro utilizado, en la foto 9.2 se muestra un odómetro de 50.5 mm de diámetro.



Foto 9.1

Accesorios del anillo de consolidación

Determinación de la deformación del aparato para corrección de lecturas.

Cuando se aplica una carga sobre la placa tapa, se presentan deformaciones que no corresponden a las del suelo, sino a la deformación del anillo de carga, por lo que se requiere realizar las mediciones de deformación de la placa tapa del anillo de carga.

Ejecución de la prueba

Se coloca el anillo de consolidación sin suelo bajo el vástago del marco de carga. (foto 9.2).
Se aplican las cargas y se registran las deformaciones.

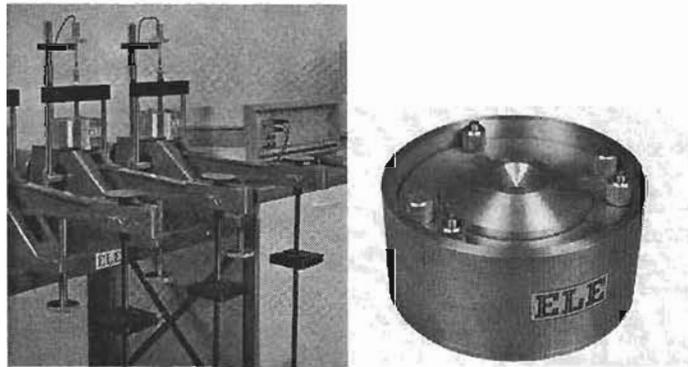


Foto 9.2

Colocación del anillo de carga en el marco de carga del aparato de consolidación

Equipo necesario para la prueba

Consolidómetro

- Micrómetro de carátula con lectura de precisión de 0.01 mm de precisión. (foto 9.3)
- Aparato de consolidación
- Cronómetro de bolsillo o de pared.
- Equipo necesario o disponible para moldeo de la muestra

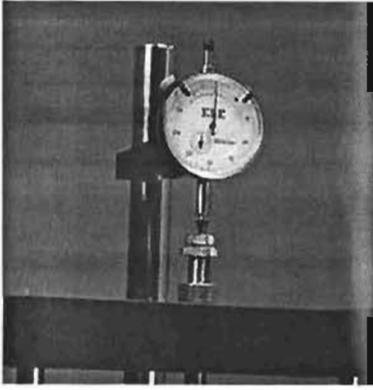


Foto 9.3

Micrómetro

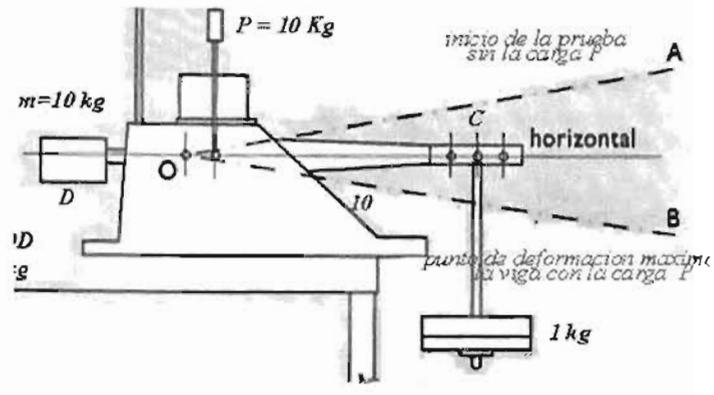


Figura 9.28

Ejecución de la prueba.

- Se miden las dimensiones iniciales de la probeta.
- Se miden las dimensiones y peso del anillo de consolidación.
- Se labra la muestra, realizando el desbaste según lo demande el diámetro del anillo de consolidación.
- Una vez que se tiene la probeta de suelo confinada en el anillo de consolidación; se enrasa la muestra hasta alcanzar la horizontalidad.
- Se pesa el anillo de consolidación con la muestra de suelo.
- Se satura la muestra durante 24 horas
- Se registra el peso del anillo de consolidación con la muestra de suelo saturada.
- Se coloca papel filtro sobre la parte superior e inferior de la muestra.
- Se colocan las piedras porosas.
- Se coloca la placa tapa de distribución de carga.
- Se nivela el brazo de palanca del dispositivo de aplicación de cargas equilibrando el punto de apoyo y el contrapeso (Figura 9.28).
- Se coloca el micrómetro con el vástago en su nivel inferior, para que éste descienda conforme se deforma el suelo.
- Se aplican las cargas según el programa de cargas establecido, las cuales pueden ser de 0.25Kg/cm², 0.50Kg/cm², 1.0 Kg/cm², 2.0 Kg/cm², 4.0 Kg/cm², 8.0 kg/cm².
- Los intervalos de tiempo pueden ser los mismos que los mostrados en la hoja de cálculo 2 del registro de carga
- Se registra la lectura del micrómetro para los tiempos establecidos correspondiente a cada incremento de carga.
- Una a vez realizado el proceso de aplicación de carga, se retiran las cargas a cada 90 min.
- Se coloca el anillo de carga con suelo en el horno para obtener el peso de sólidos W_s y se calcula el volumen final de agua.

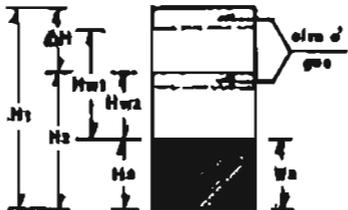
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN

CONSOLIDACION-CONTENIDOS DE AGUA Y CALCULOS

OBRA: Estabilidad de Talud.
 LOCALIZACION: Cruz Azul Hgo ENBAYE No.: 1
 SONDEO No.: 1 FECHA: Diciembre 2000
 MUESTRA No.: 1 PROF.: 1-20 OPERADOR: José Barrios
 DESCRIPCION: Arcilla arenosa cafe rojiza CALCULO: José Barrios

DETERMINACION DE W	AL PRINCIPIO DE LA PRUEBA			AL FINAL DE LA PRUEBA	
ANILLO Y VIDRIO No.	A	1	2	-	-
PESO TARA + SUELO HUMEDO	371.51	120.28	103.20	371.20	
PESO TARA + SUELO SECO	342.98	96.42	83.54	342.98	
PESO DEL AGUA	28.53	23.86	19.66	28.22	
PESO TARA	240.02	22.40	22.53	240.02	
PESO SUELO SECO W _s	102.96	74.02	61.01	102.96	
CONTENIDO DE AGUA: W %	W ₁ = 28	W ₁ = 32	32	W ₂ = 27	W ₂ =
W % PROMEDIO:	W ₁ =			W ₂ =	

ANILLO No. _____ DIAMETRO DEL ANILLO: 797 cm. AREA DEL ANILLO: A = 50.0 cm²
 ALTURA DEL ANILLO = ALTURA DE LA MUESTRA AL PRINCIPIO DE LA PRUEBA = H₁ = 15 mm.



PESO ESPECIFICO RELATIVO DE SOLIDOS = $s_s = 2.44$
 ALTURA SOLIDOS = $H_s = \frac{10 W_s}{A s_s} = \frac{1029.6}{122} = 8.439$
 VARIACION EN LA ALTURA DE LA MUESTRA DEL PRINCIPIO
 AL FINAL DE LA PRUEBA = $\Delta H = 1.355$
 ALTURA FINAL DE LA MUESTRA $H_2 = H_1 - \Delta H = 13.645$
 ALTURA INICIAL DEL AGUA: $H_{w1} = W_1 H_0 s_s = 5.766$
 ALTURA FINAL DEL AGUA: $H_{w2} = W_2 H_0 s_s = 5.56$
 RELACION DE VACIOS INICIAL: $e_1 = \frac{H_1 - H_s}{H_s} = 0.777$
 RELACION DE VACIOS FINAL: $e_2 = \frac{H_2 - H_s}{H_s} = 0.617$
 GRADO DE SATURACION INICIAL: $G_w1 = \frac{H_{w1}}{H_1 - H_s} = 88$
 GRADO DE SATURACION FINAL: $G_w2 = \frac{H_{w2}}{H_2 - H_s} = 107$

EN EL CALCULO DE RELACIONES DE VACIO USENSE LOS VALORES SIGUIENTES:

H₀ = 9.439 H₁ = _____

OBSERVACIONES: _____

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN
CONSOLIDACIÓN
REGISTRO DE CARGA

Obra:	Estabilidad de Talud
Localización:	Cruz Azul Hgo
Sondeo No.	PCA-1
Muestra No.:	1
Profundidad:	1,20
Descripción:	Arcilla arenosa café claro

Consolidometro Num.:	2
Fecha:	Noviembre 2001
Operador:	José Barrios
Calculó:	José Barrios

Fecha	Tiempo	Temp	Presión	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro	Deformación mm
18-11-01	10:40		0,125 kg/cm ²	0	11,09	
				5	11,073	0,017
				10	11,07	0,003
				15	11,068	0,002
				30	11,066	0,002
				1	11,064	0,002
				2	11,061	0,003
				4	11,06	0,001
				8	11,059	0,001
				15	11,058	0,001
				30	11,055	0,003
				60	11,047	0,008
				120	11,045	0,002
				240	11,041	0,004
19-11-01				1345	11,04	0,001
	9:10		0,250 kg/cm ²	0	11,04	
				5	11,013	0,027
				10	11,011	0,002
				15	11,01	0,001
				30	11,009	0,001
				1	11,007	0,002
				2	11,003	0,004
				4	11	0,003
				8	10,999	0,001
				15	10,992	0,007
				30	10,99	0,002
				60	10,99	0
				120	10,985	0,005
				240	10,98	0,005
20-11-01				1345	10,976	0,004

Fecha	Tiempo	Temp	Presión	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro	Deformación mm
21-11-01	9:15		0,500 kg/cm ²	0	10,976	
				5	10,925	0,051
				10	10,92	0,005
				15	10,915	0,005
				30	10,912	0,003
				1	10,909	0,003
				2	10,905	0,004
				4	10,901	0,004
				8	10,899	0,002
				15	10,895	0,004
				30	10,893	0,002
				60	10,89	0,003
				120	10,889	0,001
				240	10,885	0,004
24-11-01	9:10			4320	10,877	0,008
	9:15		1,000 kg/cm ²	0	10,877	
				5	10,8	0,077
				10	10,793	0,007
				15	10,789	0,004
				30	10,78	0,009
				1	10,772	0,008
				2	10,766	0,006
				4	10,761	0,005
				8	10,757	0,004
				15	10,752	0,005
				30	10,75	0,002
				60	10,746	0,004
				120	10,742	0,004
				240	10,736	0,006
25-11-01	9:25			1455	10,732	0,004

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN
CONSOLIDACIÓN
REGISTRO DE CARGA

Obra:	Estabilidad de Talud
Localización:	Cruz Azul Hgo
Sondeo No.:	PCA-1
Muestra No.:	1
Profundidad:	1,20
Descripción:	Arcilla arenosa café claro

Consolidometro Num.:	2
Fecha:	Noviembre 2001
Operador:	José Barrios
Calculó:	José Barrios

Fecha	Tiempo	Temp	Presión	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro	Deformación mm	
25-11-01	10:40		2,000 kg/cm ²	0	10,732		
				5	10,575	0,157	
				10	10,569	0,006	
				15	10,564	0,005	
				30	10,555	0,009	
				9:31	1	10,546	0,009
				9:32	2	10,539	0,007
				9:34	4	10,531	0,008
				9:38	8	10,523	0,008
				9:45	15	10,523	0
				10:00	30	10,515	0,008
				10:30	60	10,51	0,005
				11:30	120	10,506	0,004
				13:30	240	10,503	0,003
26-11-01				1345	10,478	0,025	
	9:10		4,000 kg/cm ²	0	10,478		
				5	10,15	0,328	
				10	10,128	0,022	
				15	10,116	0,012	
				30	10,095	0,021	
				9:16	1	10,073	0,022
				9:17	2	10,058	0,015
				9:19	4	10,043	0,015
				9:23	8	10,032	0,011
				9:30	15	10,025	0,007
				9:45	30	10,019	0,006
				10:15	60	10,011	0,008
				11:15	120	10,005	0,006
				13:15	240	10	0,005
27-11-01	9:00			1430	9,991	0,009	

Fecha	Tiempo	Temp	Presión	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro	Deformación mm	
27-11-01	9:15		8,000 kg/cm ²	0	9,991		
				5	9,525	0,466	
				10	9,503	0,022	
				15	9,495	0,008	
				30	9,469	0,026	
				9:06	1	9,441	0,028
				9:07	2	9,415	0,026
				9:09	4	9,388	0,027
				9:13	8	9,368	0,02
				9:20	15	9,359	0,009
				9:35	30	9,349	0,01
				10:05	60	9,341	0,008
				11:05	120	9,335	0,006
				13:05	240	9,329	0,006
28-11-01	9:10			1450	9,319	0,01	
	9:10		Descarga		9,319		
					9,377	-0,058	
					9,436	-0,059	
					9,483	-0,047	
					9,527	-0,044	
					9,55	-0,023	
					9,6	-0,05	
					9,735	-0,135	

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLÁN
CONSOLIDACIÓN
REGISTRO DE CARGA

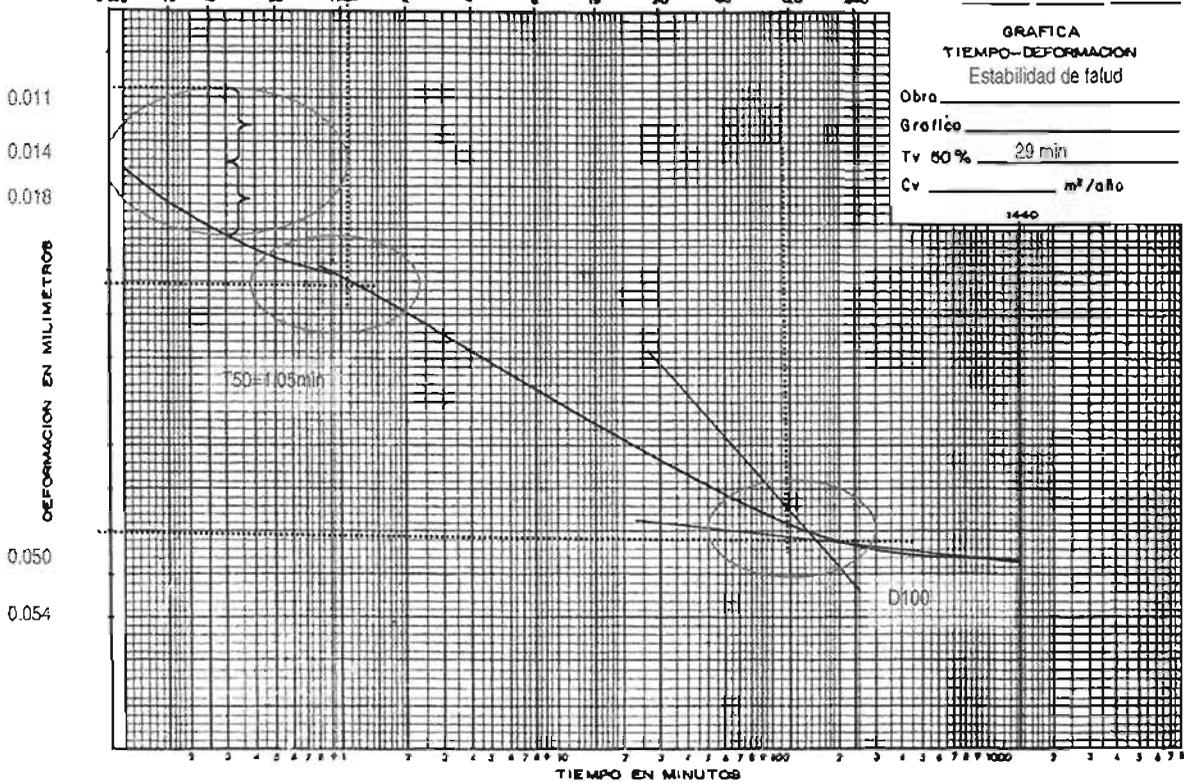
Obra:	Estabilidad de talud	
Localización:	Cruz Azul, Hidalgo	
Sondeo No.:	PCA 1	
Muestra No.:	1	H _s = 8,439
Profundidad:	1,30	Descripción: Arcilla arenosa café claro

Presión	Lectura micrómetro	Deformación Lineal	Corrección por compresión del aparato	Deformación corregida	Deformación unitaria %	Espesor comprimido	2H-2H0	e= $\frac{2h-2h_0}{2h_0}$	Hm	Hm ²	l ₉₀	Av	Cv	Km	e _m	Pm
0,000	11,090	0,000	0,000	0,000	0,000	15,000	6,561	0,777								
0,125	11,040	0,050	0,012	0,038	0,253	14,962	6,523	0,773	0,749	0,561	68	0,036023	16254699	0,00032939	0,7752103	0,125
0,250	10,976	0,114	0,019	0,095	0,653	14,905	6,466	0,766	0,747	0,558	429	0,054035	25611898	7,806669	0,7695817	0,3125
0,500	10,877	0,213	0,027	0,186	1,240	14,814	6,375	0,755	0,743	0,552	79	0,043133	13,1965339	0,00033673	968129	0,325
1,000	10,732	0,358	0,043	0,315	2,099	14,685	6,246	0,740	0,737	0,544	56	1,030549	19,132677	0,00033394	0,7477841	1,25
2,000	10,478	0,612	0,067	0,545	3,633	14,455	6,016	0,713	0,729	0,531	55	0,027266	19,09278	0,00029979	0,7265139	2,5
4,000	9,991	1,099	0,095	1,004	6,693	13,996	5,557	0,658	0,711	0,506	20	0,027195	49,8326444	0,0008208	0,6856855	5
8,000	9,319	1,771	0,123	1,648	10,987	13,352	4,913	0,582								
4,000	9,377	1,713	0,102	1,611	10,740	13,389	4,950	0,587								
2,000	9,436	1,654	0,077	1,577	10,513	13,423	4,984	0,591								
1,000	9,486	1,604	0,051	1,553	10,333	13,447	5,008	0,593								
0,500	9,527	1,563	0,035	1,528	10,187	13,472	5,033	0,596								
0,250	9,550	1,540	0,026	1,514	10,093	13,486	5,047	0,598								
0,125	9,600	1,490	0,017	1,473	9,820	13,527	5,088	0,603								
0,000	9,735	1,355	0,000	1,355	9,033	13,645	5,206	0,617								

Peso de sólidos $W_s=102,96$
Densidad de sólidos 2,44
Área del anillo 30,00 cm²
Espesor de sólidos $2H_0 = \frac{W_s \cdot 100}{\rho_w S_s A_c} = 8,439$
Espesor inicial $2H_1 = 15,00$ mm

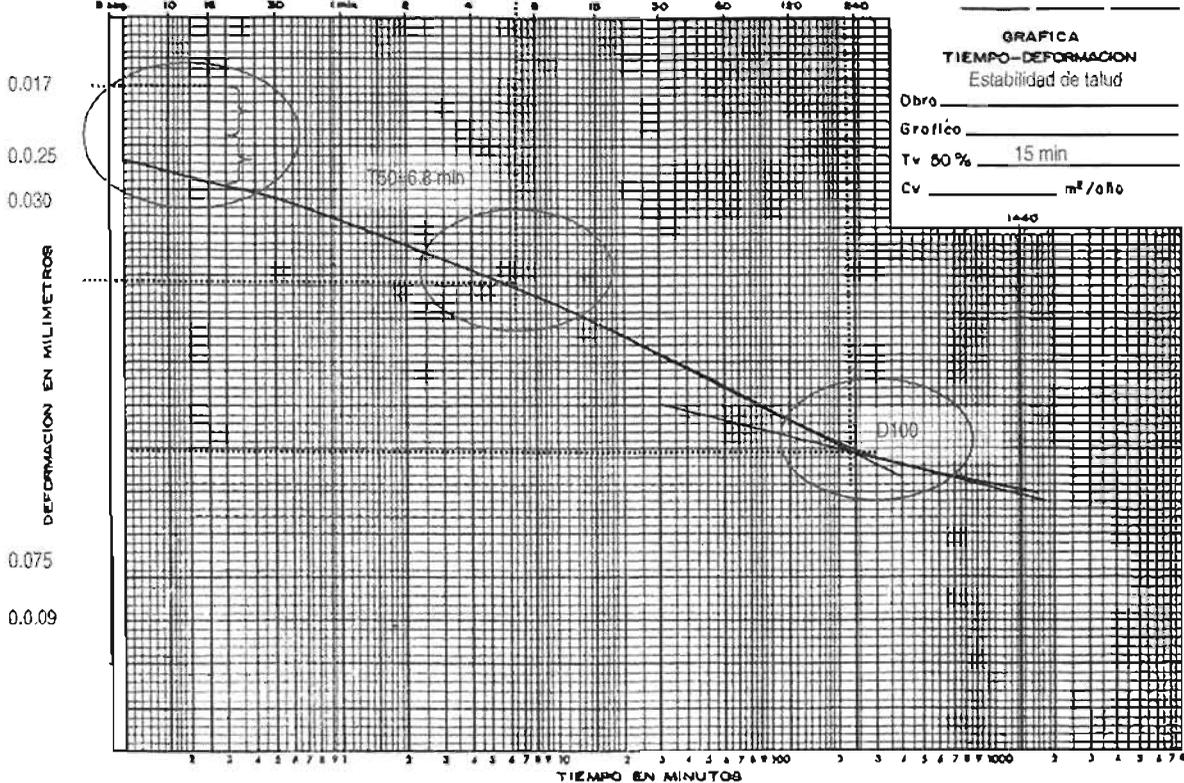
Ensayo Nº 1 ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESINALES
 Sondeo Nº _____ ACATLAN
 Muestra Nº _____
 Prof. (m) 1.20

$\frac{\Delta p}{p_0}$ (Kg/cm²) $\frac{\Delta p}{p_0}$ (Kg/cm²) Lectura Inicial
0.125 0.125 0.009



Ensayo Nº 1 ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESINALES
 Sondeo Nº _____ ACATLAN
 Muestra Nº _____
 Prof. (m) 1.20

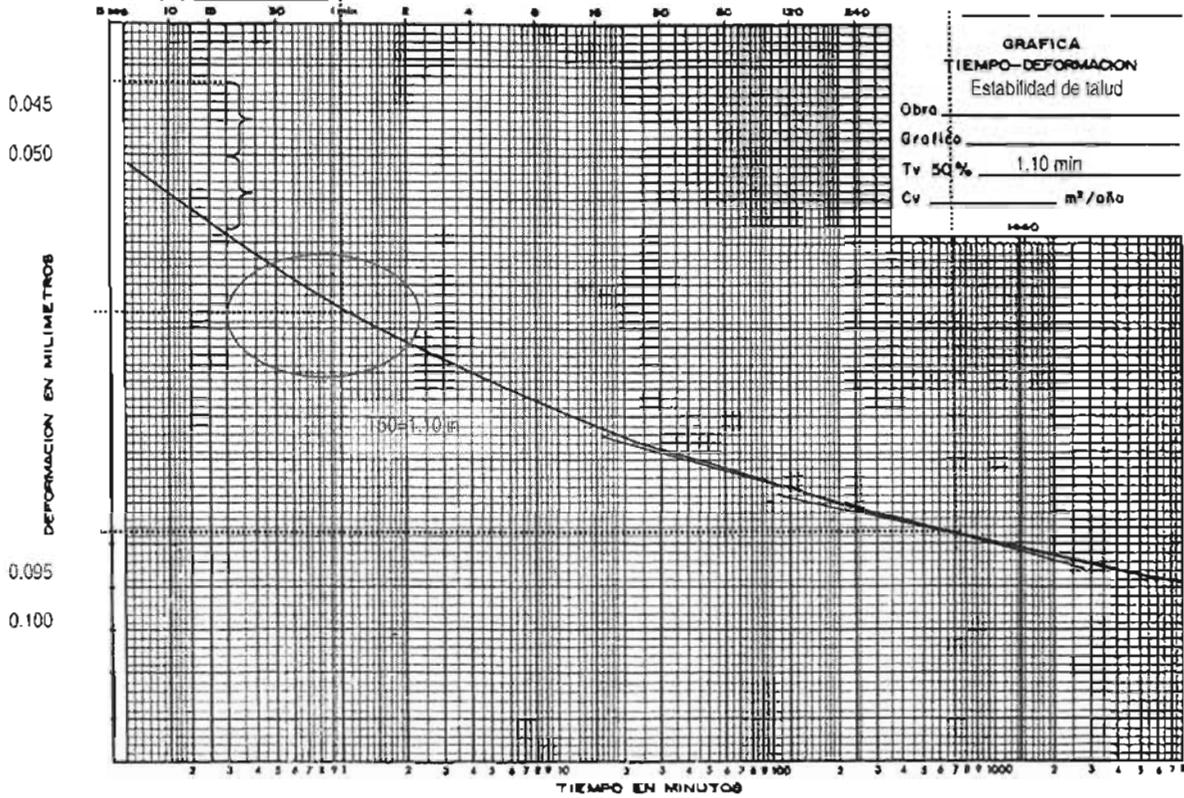
$\frac{\Delta p}{p_0}$ (Kg/cm²) $\frac{\Delta p}{p_0}$ (Kg/cm²) Lectura Inicial
0.125 0.125 0.017



Ensayo N° 1 ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESINALES
 Sondeo N° _____
 Muestra N° _____
 Prof. (m) 1.20

ACATLAN

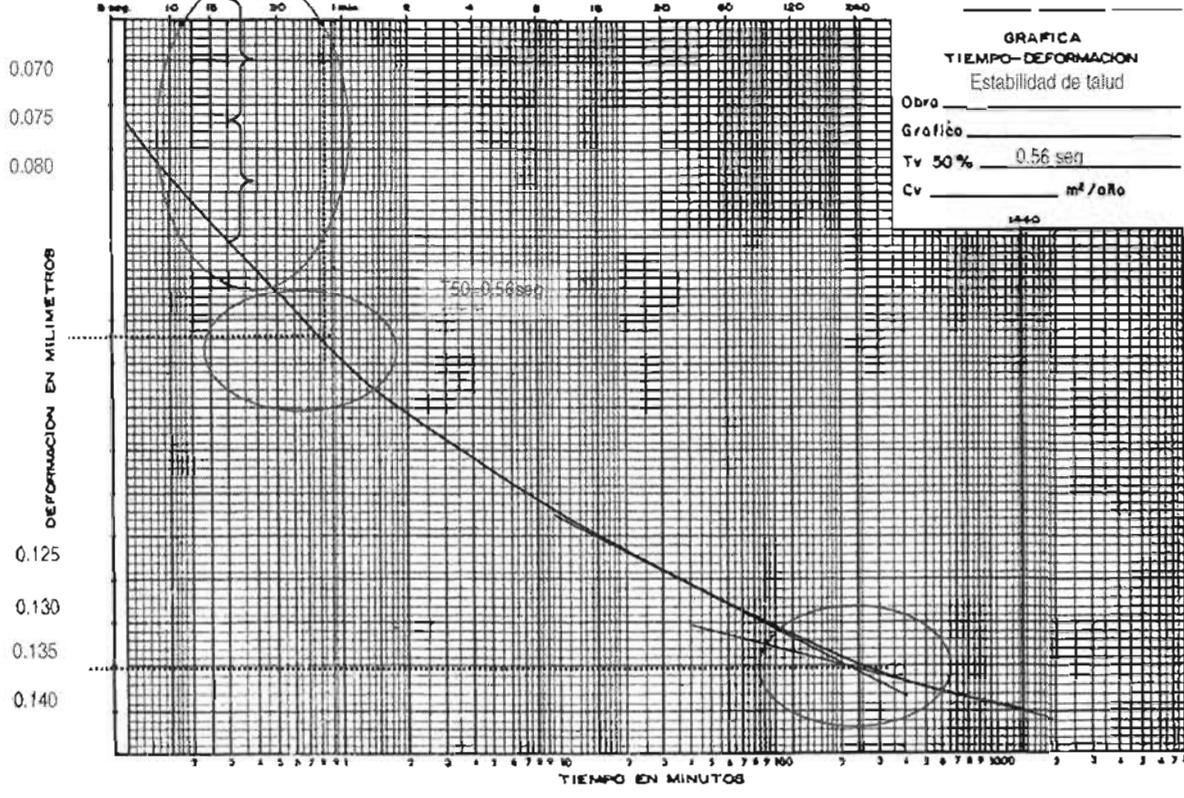
σ (kg/cm ²)	Δb (kg/cm ²)	Letura Inicial
0.250	0.250	0.042



Ensayo N° 1 ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESINALES
 Sondeo N° _____
 Muestra N° _____
 Prof. (m) 1.20

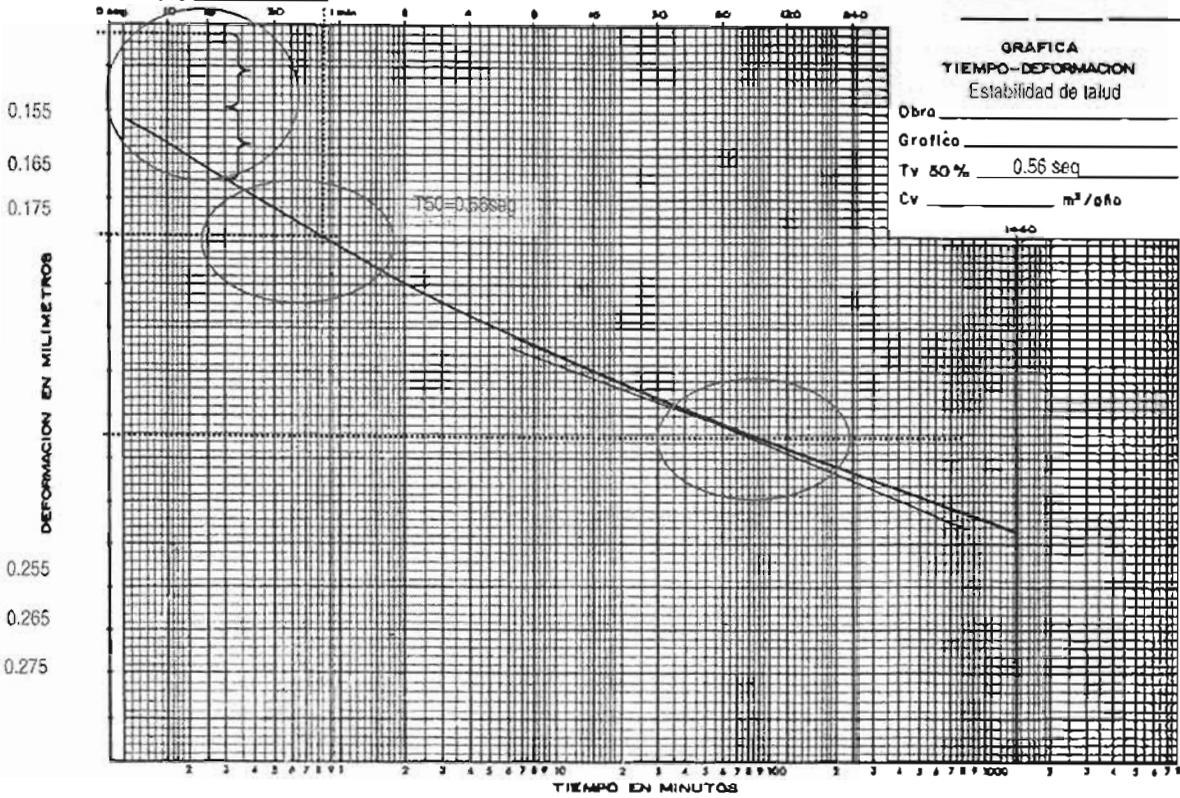
ACATLAN

σ (kg/cm ²)	Δb (kg/cm ²)	Letura Inicial
0.50	0.50	0.063



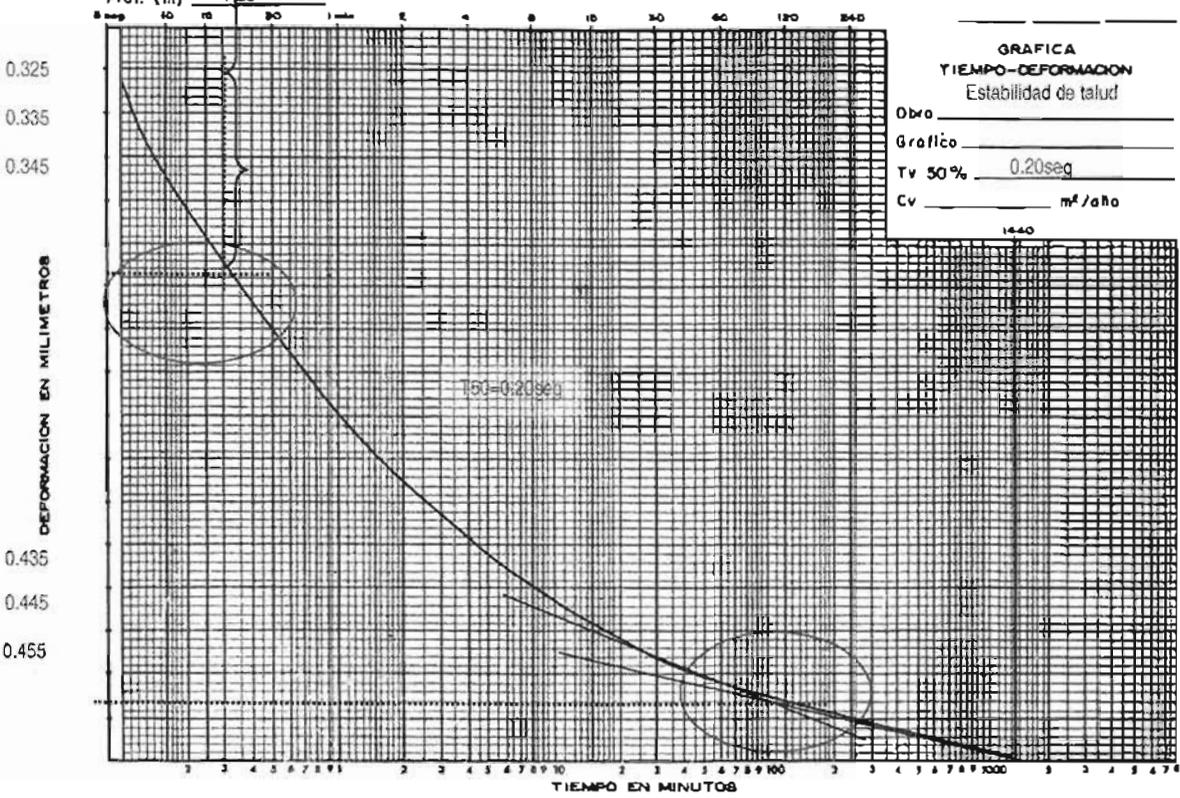
Ensayo N° 1 ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESINALES
 Sonda N° _____ ACATLAN
 Muestra N° _____
 Prof. (m) 1.20

σ (kg/cm ²)	Δb (kg/cm ²)	Lectura Inicial
1.00	1.00	0.137



Ensayo N° 1 ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESINALES
 Sonda N° _____ ACATLAN
 Muestra N° _____
 Prof. (m) 1.20

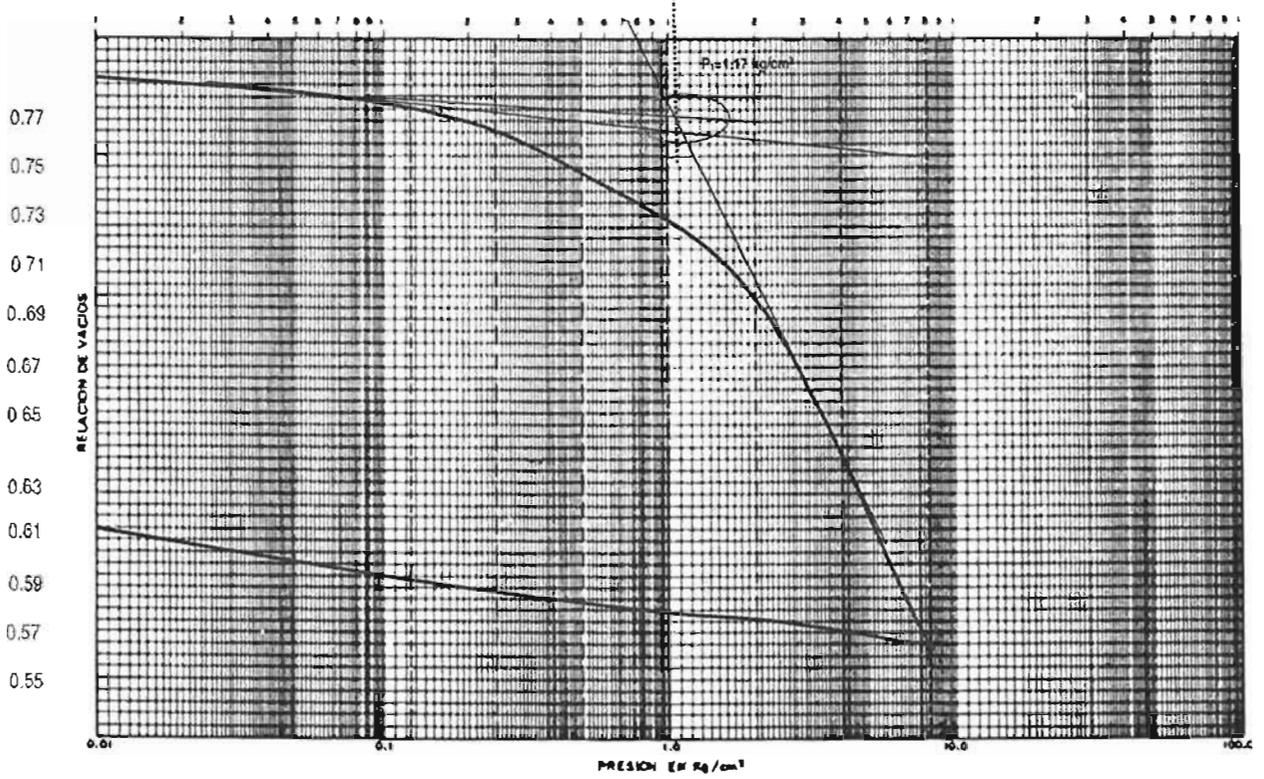
σ (kg/cm ²)	Δb (kg/cm ²)	Lectura Inicial
2.00	2.00	0.275



ENSAJE NUM. 1
BONDIO NUM. 1
MUESTRA NUM. 1.20
PROP. (m)

OBRA Estabilidad de talud
GRAFICO 1.00
Pc Ton/m²

GRAFICA PRESION — RELACION DE VACIOS



Prueba triaxial

10.1 Introducción

Para entender como se encuentra un suelo sujeto a esfuerzos radiales y axiales causados por sobrecargas o por el peso del suelo sobreyacente; los ingenieros de mecánica de suelos, crearon una prueba de laboratorio llamada prueba triaxial en la que se consideró la acción de 3 esfuerzos; 2 actuando axialmente y uno radialmente,

*Esfuerzos Iniciales
en un tiempo $T=0$*

*Esfuerzo total = 100
Presión de poro = 40*

Esfuerzos efectivos = 60

Tiempo = 8 meses

*Esfuerzo total = 200
Presión de poro = 140*

Esfuerzos efectivos = 60

Tiempo = 12 meses

*Esfuerzo total = 200
Presión de poro = 90*

Esfuerzos efectivos = 110

Tiempo = 10 años

*Esfuerzo total = 200
Presión de poro = 40*

Esfuerzos efectivos = 140

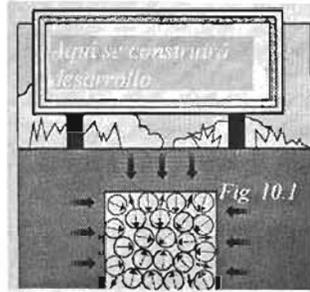


Fig 10.1

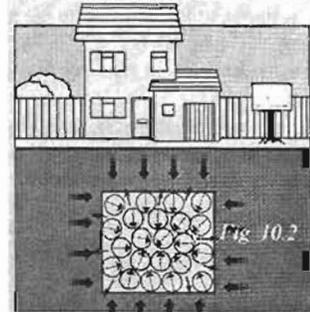


Fig 10.2

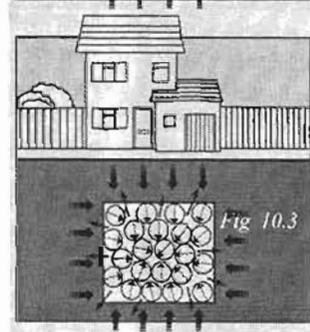


Fig 10.3

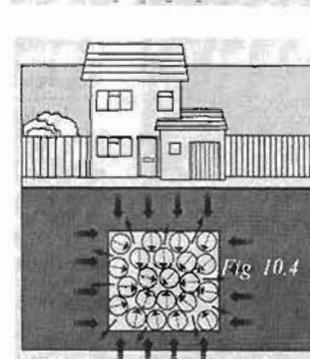


Fig 10.4

Los suelos, no están sujetos a condiciones de esfuerzos fijas y permanentes, sino a condiciones cambiantes segundo a segundo. Esto al ser considerado en la ingeniería permite analizar las condiciones hidrodinámicas y de esfuerzo, bajo los cuales está una masa de suelo.

Inicialmente, se considera que la masa de suelo permanece sin cambio de flujo hidráulico y, que el esfuerzo aplicado es el ejercido por el peso del suelo sobreyacentes y lateral (Fig 10.1).

Como todo lo que se realiza en la Ingeniería Civil, se crea y se transforma, las palabras, antes, durante y después, están presentes en la mente del Ingeniero. Por lo cual considera siempre las condiciones cambiantes minuto a minuto, segundo a segundo de los esfuerzos ejercidos en el nacimiento, durante y al final de cualquier construcción.

En la (fig. 10.2) se puede ver, las condiciones cambiantes de esfuerzos después de un tiempo t . Este cambio en los esfuerzos, tiene como consecuencia una modificación en la dinámica del suelo y del agua. En este proceso el agua inicialmente reacciona a los esfuerzos actuantes, existiendo un esfuerzo efectivo aparentemente igual al que tenía antes de la construcción.

Después de un tiempo t , los esfuerzos efectivos sobre la masa de suelo se incrementan al disiparse la presión ejercida por el agua (presión de poro) (Fig 10.3).

Cuando el agua cede su capacidad resistente a la masa de suelo, se dice entonces que hay un esfuerzo efectivo, resistido totalmente por los sólidos de suelo. (Fig 10.4).

Para conocer la resistencia que tiene un suelo se creó un dispositivo mecánico llamado celda triaxial, el cual consiste de una celda triaxial (foto 10.1) que consta de una base y tapa metálica (foto 10.1 a) y de un acrílico transparente (foto 10.1 b) el cual confina al espécimen cilíndrico de suelo y la mezcla aire agua a presión, soportando una presión lateral de hasta 10 kg/cm^2 . El conjunto de estas partes están ligados mediante unas barras de acero, las cuales mantienen unido el conjunto. En la (foto 10.1) se puede observar los diferentes tamaños de cámaras triaxiales.

La cámara triaxial, tiene válvulas de paso para suministrar el agua y el aire a presión, así como para permitir el flujo de agua del espécimen de suelo proveniente del pedestal (fig 10.5).

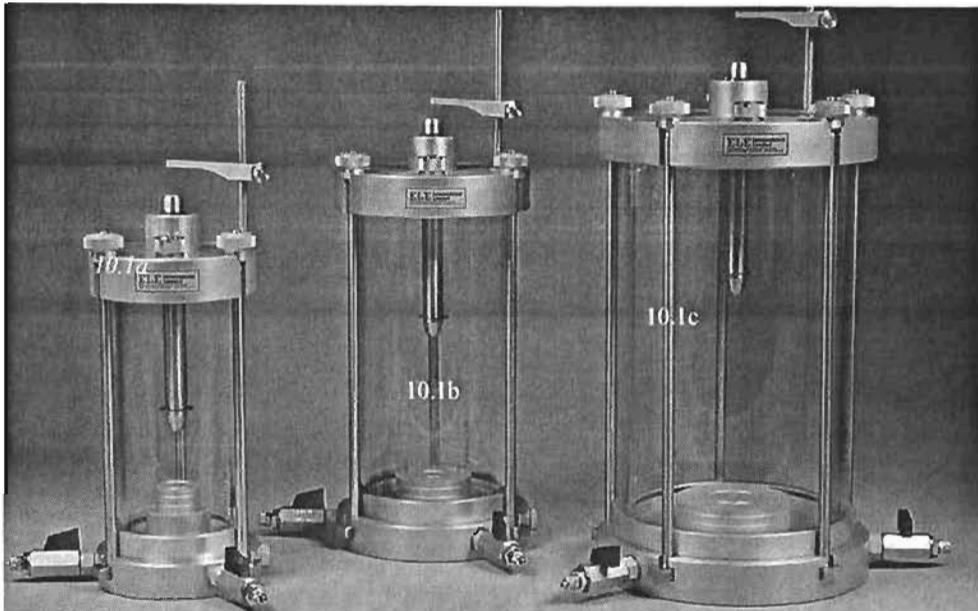


Foto 10.1

Celda triaxial que consta de una base y tapa metálica (foto 10.1 a) y de un acrílico transparente (foto 10.1 b) el cual confina al espécimen cilíndrico de suelo y la mezcla aire agua a presión, soportando una presión lateral de hasta 10 kg/cm². El conjunto de estas partes están ligados mediante unas barras de acero, las cuales mantienen unido el conjunto (foto 10.1c)

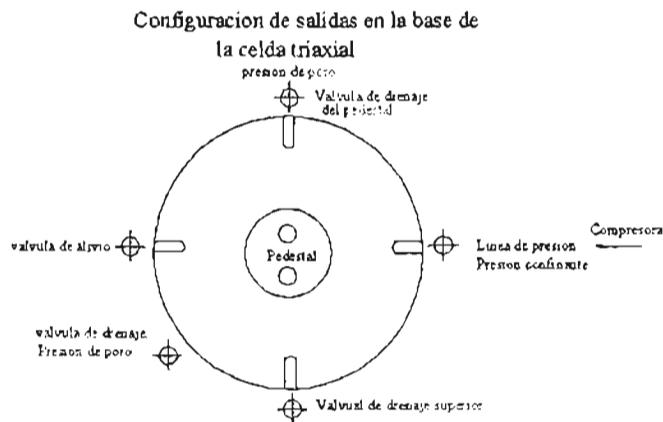


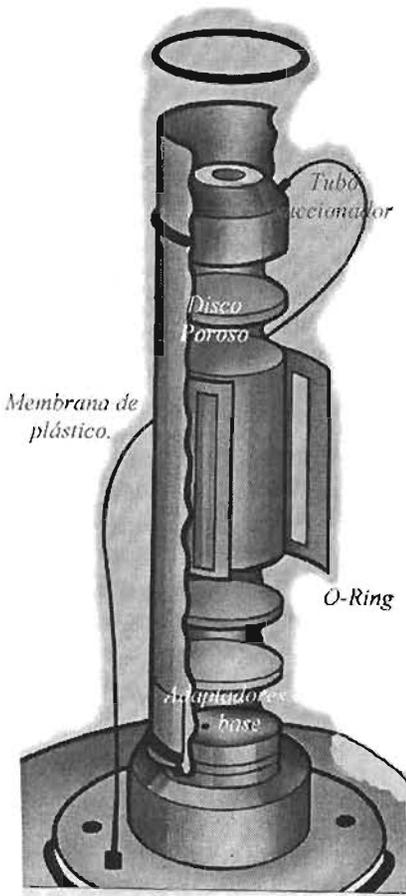
Fig 10.5

Válvulas de paso para suministrar el agua y el aire a presión,

La presión vertical es conducida por medio de un marco de cargas, el cual se puede operar manualmente o con una unidad motorizada que permite operar hasta 25 velocidades (deformación unitaria controlada)

El marco de carga, operado de forma manual tiene un sistema de 2 velocidades, el cual eleva el plato fijo por medio de un desplazamiento vertical, La velocidad más rápida asegura un movimiento de elevación promedio de 0.13 mm./min.

Dentro de la cámara triaxial, se coloca el espécimen de suelo normalmente con los siguientes materiales y dispositivos: (fig 10.6)



- O Ring
- Tubo succionador.
- Cabezal.
- Disco poroso.
- Bureta.
- Pedestal con orificios.
- Membrana de plástico.
- Papel filtro.
- Adaptadores de base.

Fig. 10.6

Colocación del espécimen de suelo para la ejecución de la prueba triaxial

Todo lo anterior es con la finalidad de someter la muestra de suelo a una presión confinante (σ_3) se aplica por medio de una cámara de fluido (agua o glicerina) (Fig 10.7a) y una presión adicional ($\Delta\sigma$) en la dirección axial (Fig 10.7b), para provocar la falla del suelo ($\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$ a la falla). El drenaje de la muestra es permitido o no según las condiciones de la prueba (Fig 10.7c). Para las arcillas se pueden efectuar tres tipos de pruebas por medio de la prueba triaxial: (tabla 10.1).

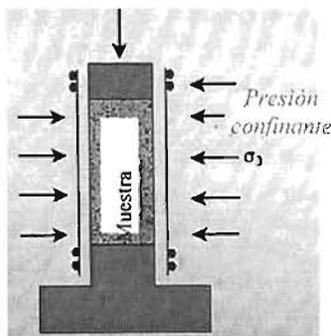


Fig 10.7 a
Presión confinante (σ_3) por medio de una cámara de fluido (agua o glicerina)

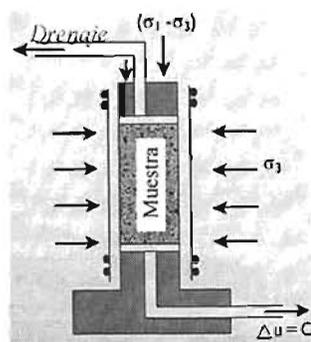


Fig 10.7 b
Presión adicional ($\Delta\sigma$) en la dirección axial, para provocar la falla del suelo

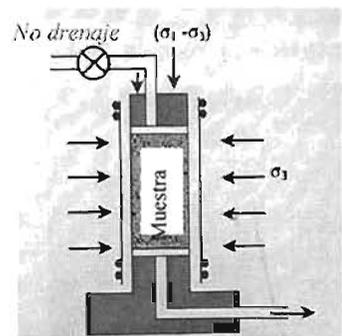


Fig 10.7 c
El drenaje de la muestra es permitido o no según las condiciones de la prueba.

1. Prueba consolidada drenada.
2. Prueba consolidada sin drenar.
3. Prueba sin consolidación y sin drenaje.

La prueba consolidada drenada es la prueba donde se miden los esfuerzos efectivos en la muestra de suelo, ya que se permite el drenaje del agua en la muestra de suelo y se consigue que la presión de poro ($U=U_a$) desarrollada sea cero

La prueba consolidada sin drenar es la prueba donde se miden los esfuerzos efectivos en la muestra de suelo, solo que al momento de aplicar el esfuerzo axial, $\Delta\sigma$, no se permite el drenaje ($U=U_a=0$) a la falla ($\Delta\sigma=\Delta\sigma_f$), la presión de poro del agua $U=U_f=U_a+U_d=0+U_{df}$

En la prueba sin consolidación y sin drenaje se lleva a cabo con la aplicación de la presión de cámara sin permitir el drenaje, por lo que la presión de poro del agua ($U=U_a$) desarrollada a través de su aplicación σ_3 no es cero.

Tipo de prueba	Esfuerzos radiales =esfuerzo axial	Esfuerzos radiales ><esfuerzos axiales
Consolidada drenada	Aplicación del esfuerzo radial o de cámara de fluido σ_3 . Se permite el drenaje de la muestra, por lo tanto la presión de poro ($U=U_a$) desarrollada es cero.	Aplicación del esfuerzo axial, $\Delta\sigma$, de forma gradual. Permitir el drenaje del agua, para que la presión de poro ($U=U_a$) desarrollada por la aplicación de $\Delta\sigma$ sea cero. A la falla, $\Delta\sigma=\Delta\sigma_f$ la presión total de poro de agua $U_f=U_a+U_d=0$
Consolidada sin drenaje	Aplicación de la presión de cámara, σ_3 . Se permite el drenaje de la muestra, por lo tanto la presión de poro de agua ($U=U_a$) desarrollada es cero.	Aplicación del esfuerzo axial, $\Delta\sigma$. No se permite el drenaje ($U=U_a=0$). A la falla, $\Delta\sigma=\Delta\sigma_f$, la presión de poro del agua $U=U_f=U_a+U_d=0+U_{df}$
Sin consolidación y sin drenaje	Aplicación de la presión de cámara, no se permite el drenaje, por lo que la presión de poro del agua ($U=U_a$) desarrollada a través de su aplicación σ_3 no es cero.	Aplicación de esfuerzo axial, $\Delta\sigma$. No se permite el drenaje ($U=U_a=0$). A la falla $\Delta\sigma=\Delta\sigma_f$, la presión de poro del agua $U=U_f=U_a+U_{df}$

Tabla 10.1

Diferentes tipos de pruebas triaxiales que se pueden realizar.

Se pueden efectuar diferentes pruebas con este equipo al cambiar el σ_3 , obteniendo de esta manera los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante (c y ϕ), los cuales se pueden determinar al dibujar el círculo de Mohr a la falla y una tangente común al círculo de Mohr como se muestra en la (figura 10.8)

Cuando se realizan pruebas no consolidadas no drenadas a la falla, se obtienen las siguientes condiciones para el círculo de Mohr.

- El esfuerzo mayor principal = $\sigma_3 + \Delta\sigma_f = \sigma_1$
- El esfuerzo menor principal total = σ_3
- El esfuerzo efectivo principal mayor = $(\sigma_3 + \Delta\sigma_f) - U_f = \sigma'_1$
- El esfuerzo efectivo principal menor = $\sigma_3 - U_f = \sigma'_{\sigma_3}$

$$S = C_{cu} + \sigma'_{\sigma_3} \tan \phi_{cu}$$

Donde:

C_{cu} = son los suelos consolidados sin drenaje con cohesión¹

ϕ_{cu} = ángulo de fricción.

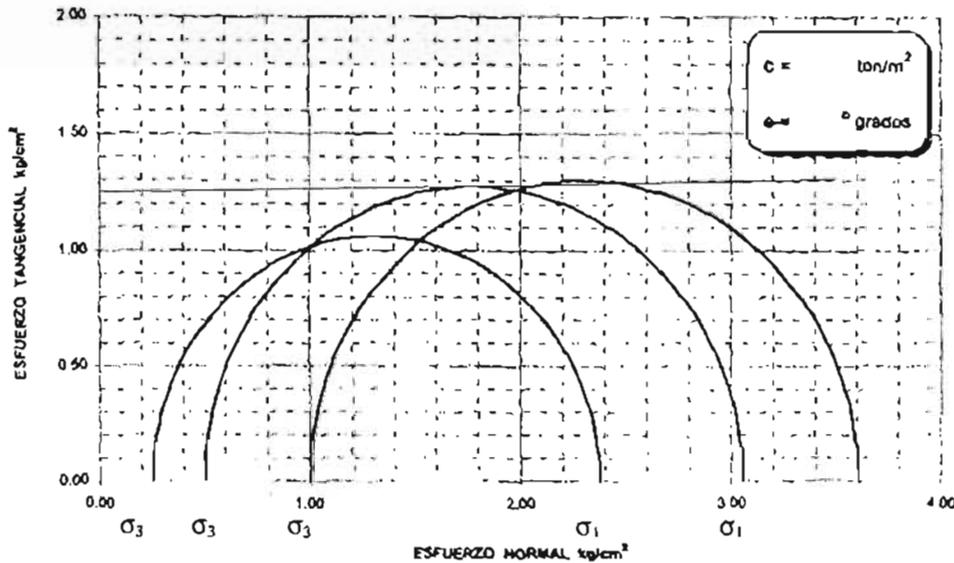


Figura 10.8

Parámetros de resistencia al esfuerzo cortante (c y ϕ) los cuales se pueden determinar al dibujar el círculo de Mohr a la falla y una tangente común al círculo de Mohr.

Para las pruebas sin consolidación y sin drenaje:

$$\begin{aligned} \text{El esfuerzo mayor principal} &= \sigma_3 + \Delta\sigma_f = \sigma_1 \\ \text{El esfuerzo menor principal total} &= \sigma_3 \end{aligned}$$

El círculo de Mohr de falla se puede dibujar como lo muestra la (figura 10.8). Se puede ver que, para arcillas saturadas, el valor de $\sigma_1 - \sigma_3 = \Delta\sigma_f$ es una constante, independiente de la presión de confinamiento de la cámara, σ_3 la tangente a estos círculos de Mohr será una línea horizontal, la cual es llamada la condición $\phi=0$ el esfuerzo cortante para esta condición puede ser dada como.

$$S = C_{cu} = (\Delta\sigma_f / 2) \quad 10.1$$

La presión de poro desarrollada en el espécimen de suelo durante la prueba triaxial sin consolidación y sin drenar es igual a:

$$U = U_p + U_d \dots \quad 10.2$$

La presión de poro U_p es la contribución de la cámara de presión hidrostática, σ_3 . Que puede ser expresada como:

$$U_p = B \sigma_3 \quad 10.3$$

Donde:

B = parámetros de Skempton de presión de poro.

De manera similar la presión de poro es el resultado del esfuerzo axial adicional.

¹ Para arcillas normalmente consolidadas C_{cu} es equivalentes a cero

La magnitud de u_d puede ser dada por la ecuación

$$Uu = A \Delta\sigma \dots\dots 10.4$$

Donde:

A= parámetros de Skempton de presión de poro.

Sin embargo:

$$\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_3 \dots\dots 10.5$$

Sustituyendo las expresiones 10.3, 10.4 y 10.5 en 10.6

$$U = Ua + Ud = B\sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3)$$

El parámetro de la presión de poro de agua en suelos saturados es igual a:

$$U = \sigma_3 + A \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)$$

10.2 PRUEBA TRIAXIAL RÁPIDA

La prueba triaxial rápida se utiliza para determinar la relación esfuerzo-deformación, así como la resistencia del suelo. El ensayo de compresión triaxial o de los 3 ejes, se efectúa aplicando dos presiones; una lateral confinante proporcionada por la presión del aire y agua, y otra vertical proporcionada por un pistón de carga que acciona contra un marco de carga motorizado con un sistema de engranajes que permite deformar verticalmente la muestra con una velocidad constante.

En general, la prueba consiste en mantener a un cilindro de suelo protegido con una membrana impermeable sujeto a esfuerzos laterales por medio de presión de agua

La cámara triaxial (foto 10.2) esta diseñada para soportar el esfuerzo de confinamiento del agua y aire. El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada debido al trabajo de un compresor de aire, este confinamiento se logra con una cámara cilíndrica y hermética de lucita con bases metálicas.

Para el drenaje de las muestras se coloca en la base de la muestra, piedras porosas que están conectadas a tubos que se comunican hacia una bureta. La carga axial se transmite por medio de un vástago, que se coloca directamente a un anillo de carga sujeto por medio de un marco de carga (Foto 10.3)

▪ Equipo necesario para la prueba

- a) Máquina para compresión triaxial (deformación unitaria controlada) (foto 10.3)
- b) Cámara triaxial
- c) Piedras porosas
- d) Fuente de presión de aire foto 10.5
- e) Calibradores.
- f) Vernier
- g) Flexómetro
- h) Equipo para moldear la muestra
- i) Micrómetro
- j) Torno labrador
- k) Anillo de carga foto 10.6

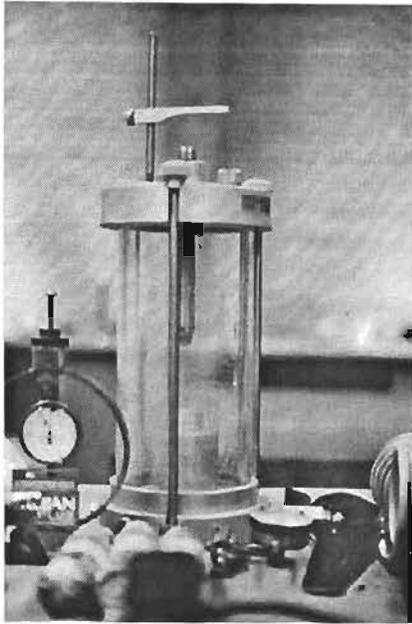


Foto 10.2
Cámara Triaxial.

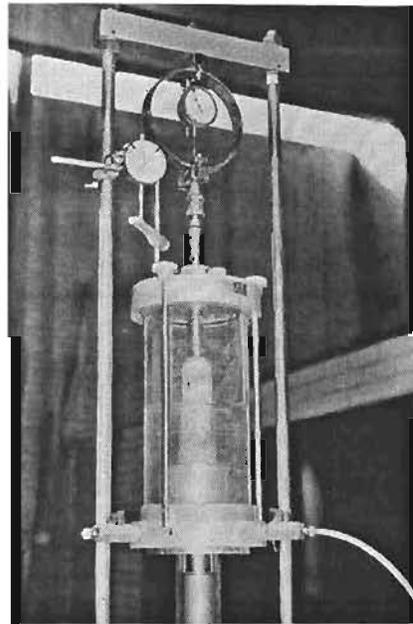


Foto 10.3
Marco de carga

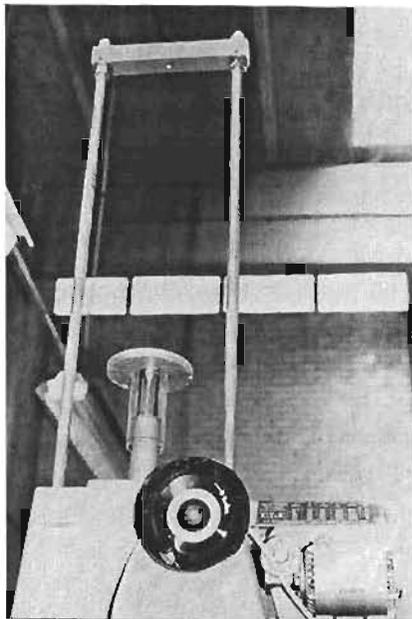


Foto 10.4
Máquina para compresión triaxial



Foto 10.5
Fuente de presión de aire

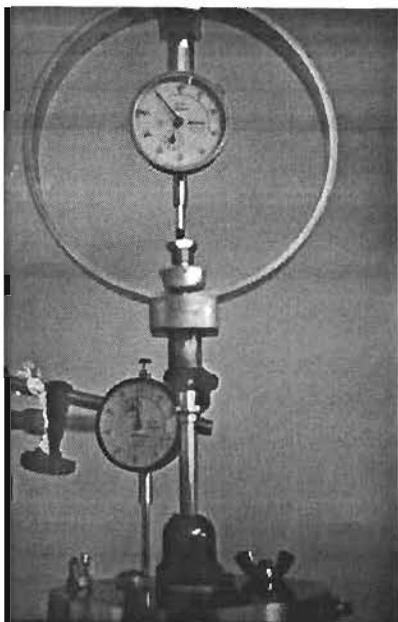


Foto 10.6

Anillo de carga



Foto 10.7

Labrado de la muestra en el torno labrador

▪ Preparación de la muestra

- 1) Se obtiene el peso del agua de la muestra por medio de la prueba de contenido de agua.
- 2) Se obtiene el peso de los sólidos.
- 3) De una muestra inalterada se corta un cubo de aproximadamente 0.13mts.x0.05mts.x0.05mts. para obtener un cilindro de 3.6cms. de diámetro por 9.17 cms de altura.
- 4) Se coloca la muestra en el torno labrador (figura 10.7)
- 5) Se pesa el cilindro de suelo.
- 6) Se mide el diámetro de la muestra en el extremo superior, medio e inferior y se obtiene el diámetro promedio.
- 7) Se debe observar que las caras inferior y superior del cilindro, presenten una superficie lisa y perpendicular a sus paredes laterales. Esto para procurar una aplicación uniforme de la carga axial. Para este propósito se cuenta con careadores de cabeza de cilindro (foto 10.8).
- 8) Se procede a impermeabilizar el cilindro cubriéndolo con una película de plástico autoadherible (foto 10.9)
- 9) Otra opción es colocar un preservativo impregnado de talco, que montamos sobre las piedras porosas, sellando los extremos con unos dispositivos selladores llamados O ring o ligas, procurando que la muestra quede perfectamente vertical.
- 10) Una vez que se encuentra montada la muestra se procede a fijar en la cámara asentando el vástago en el cabezal superior.

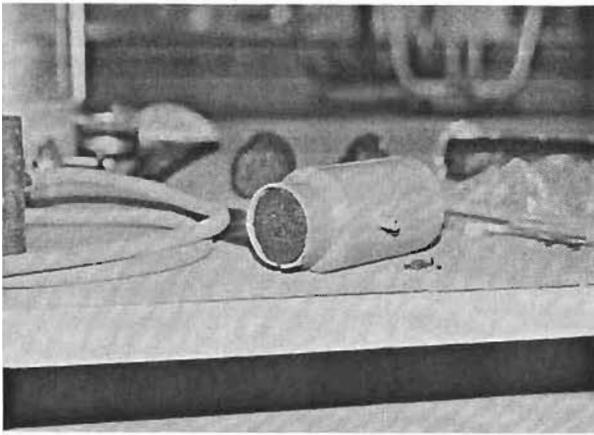


Foto 10.8

Dispositivo para colocar la membrana



Foto 10.9

Impermeabilización del cilindro

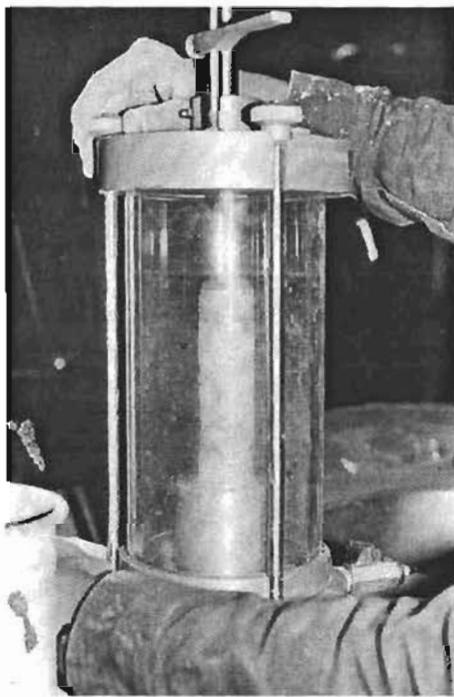


Foto 10.10

Fijado de la tapa de la cámara

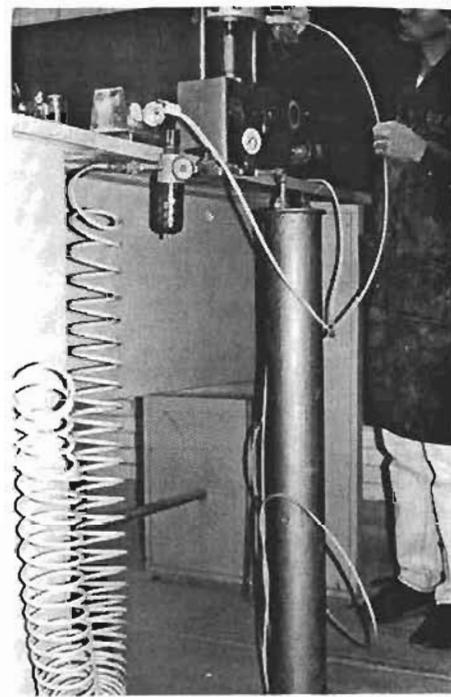


Foto 10.11

Conexión de las mangueras a las llaves del dispositivo

11) Se fija la tapa de la cámara apretando los tornillos. (Foto 10.10)

12) Se lleva la cámara triaxial al banco de compresión triaxial y se coloca el micrómetro.

13) Se conectan las mangueras a la llave del dispositivo, que permite el paso de agua, que le da la presión de confinamiento a la muestra. Para medir esta presión se conecta un barómetro como se indica la (foto 10.11).

14) En el marco de carga se coloca el anillo de carga con la capacidad adecuada.

15) Una vez montada la cámara triaxial sobre el banco de compresión triaxial se desarrolla la prueba de la siguiente manera..

16) Se procede a inyectar agua a presión, abriendo la llave de paso que corresponde a la cámara triaxial. la presión deseada se regula con la misma válvula cuya presión nos da la lectura del manómetro (Foto 10.12)

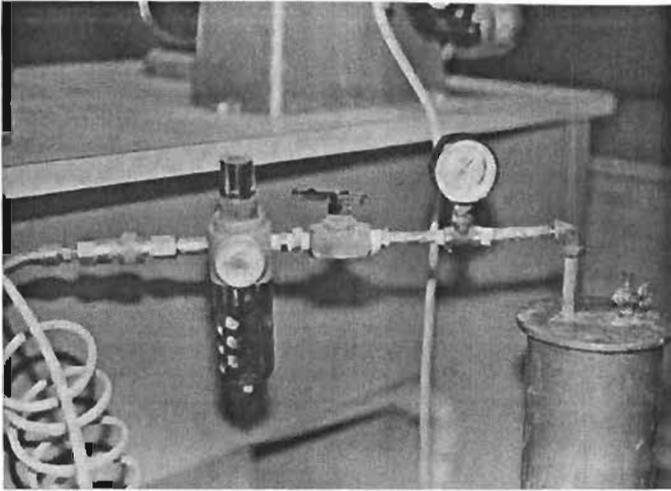


Foto 10.12

Regulación y medición de la presión de aire

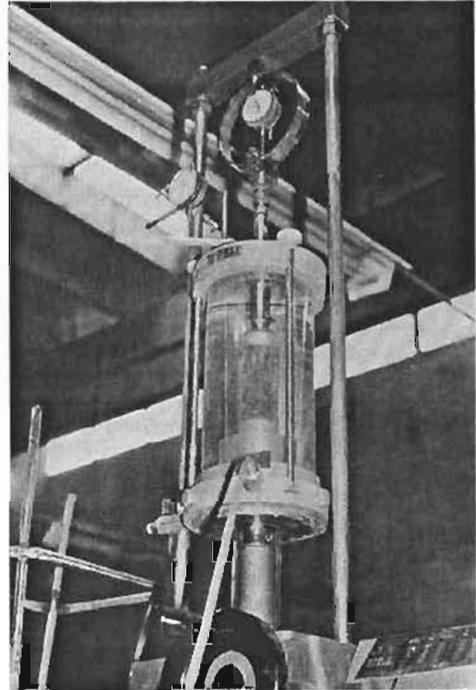


Foto 10.13

Fijado de la tapa de la cámara

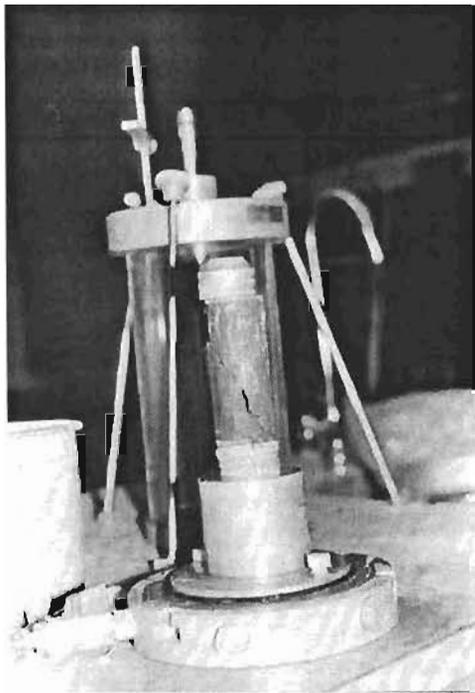


Foto 10.14

Falla del espécimen

17) Se acciona el marco de carga con una velocidad lenta y constante.

18) Se registra las lecturas de la carga a cada 0.10mm. de deformación por compresión axial, hasta lograr la falla del espécimen. Foto 10.14

19) Se registran las lecturas en un formato general para prueba triaxial.

20) Una vez que se determino el esfuerzo desviador, se sacan las probetas falladas y se colocan en un horno para determinar su humedad.

Calculos

- 1) Se calcula el peso del agua y el peso de sólidos.
- 2) Con el valor de la densidad de sólidos y el peso de los sólidos se obtiene el volumen de sólidos.
- 3) Se obtiene el volumen de la muestra, a partir del valor del volumen del cilindro

Así

$$V_v = V_m - V_s$$

V_v = volumen de vacíos

V_s = Volumen de sólidos

V_m = Volumen de la muestra

Y como:

$$e = [V_v / V_s]$$

Obtenemos el valor de e

Se calcula el grado de saturación

$$G_w = W_w / V_v$$

Donde:

W_w = Peso del agua de la muestra.

V_v = Volumen de vacíos.

- 4) Se calcula el diámetro medio d_m de la siguiente manera:
- 5) Se suman los diámetros de los extremos mas dos veces el diámetro del centro dividido entre 4
- 6) En el registro se obtiene la deformación lineal δx restando la lectura inicial del micrómetro a cada una de las lecturas subsecuentes.
- 7) La columna de registro de deformación unitaria ϕ en % se obtiene de la siguiente expresión.

$$\phi = [(\delta x / h) 10]$$

Donde:

ϕ = deformación unitaria.

δx = deformación lineal en mm. en un tiempo cualquiera.

h = altura inicial del espécimen en cm..

- 8) El área corregida se obtiene de dos maneras:

Sean dos muestras:

Si en la prueba suponemos que el volumen permanece constante.

$$A_0 H_0 = V_0 \dots \dots 10.5$$

$$A_c H_f = V_j \dots \dots 10.6$$

Donde:

A_c = área corregida

H_f = altura final

Si suponemos:

$$V_f = V_0$$

Igualando 10.5 y 10.6

$$A_e H_f = A_0 H_0$$

Simplificando:

$$A_e = (A_0 H_0) / h_f = A_0 / (H_f / H_0)$$

Pero

$$\varphi = (\delta x / h_0)$$

y:

$$\delta x = (h_0 - h_f)$$

$$\varphi = (h_0 - h_f) / h_0 = (1 - H_f / H_0) = (1 - \varphi)$$

k

$$A_{\text{corregida}} = (A_i + (A_f - A_i) / (\delta l)) \delta x \text{ cm}^2$$

Donde:

$A_{\text{corregida}}$ = área corregida

A_i = área inicial

A_f = área final

δl = deformación lineal total

δx = deformación lineal en cualquier tiempo

9) La columna $(\sigma_1 - \sigma_3)$ en kg/cm^2 se obtiene dividiendo la carga entre el área corregida.

10) Con el esfuerzo lateral se puede trazar el círculo de Mohr.

11) Para obtener mejores resultados, se realizan otras tres pruebas con diferentes presiones laterales y se obtiene dos (2) círculos más, que permiten definir la envolvente de falla.

12) Para dibujar el círculo de Mohr se busca en la escala de esfuerzos normales el punto que corresponde al esfuerzo lateral (presión de confinamiento), y desde ese punto se marca el valor del esfuerzo principal de ruptura $(\sigma_1 - \sigma_3)$, que es el diámetro del círculo.

13) Se encuentra el punto medio de esa distancia y se traza el semicírculo.

14) Con los semicírculos trazados, se dibuja la envolvente tangente a los círculos.

15) El ángulo de fricción se encuentra trazando el ángulo que forma la envolvente de falla con una paralela al eje de los esfuerzos normales. El valor de la cohesión c esta dado por la intersección del trazo de la envolvente con el eje de esfuerzos tangenciales, cuya medida esta a la misma escala del eje de esfuerzos normales y el valor del ángulo de fricción interna es la inclinación de la línea envolvente de falla.

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION AXIAL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

MUESTRA M-1
PROFUNDIDAD

- No consolidado no drenado
- Consolidado no drenado
- Consolidado drenado

ENSAYE No.	ω_i %	e_i %	G_i %	Γ_w ton/m ²	$\Gamma_v - \Gamma_w$ ton/m ²	δ ton/m ³	RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.
1	24	0.80		10	30.70	1.80	$C = 6.0$ ton/m ²
2	24	0.89		20	0460	1.70	$\phi = 37^\circ$
3	25.63	0.84		30	2360	1.77	
4							

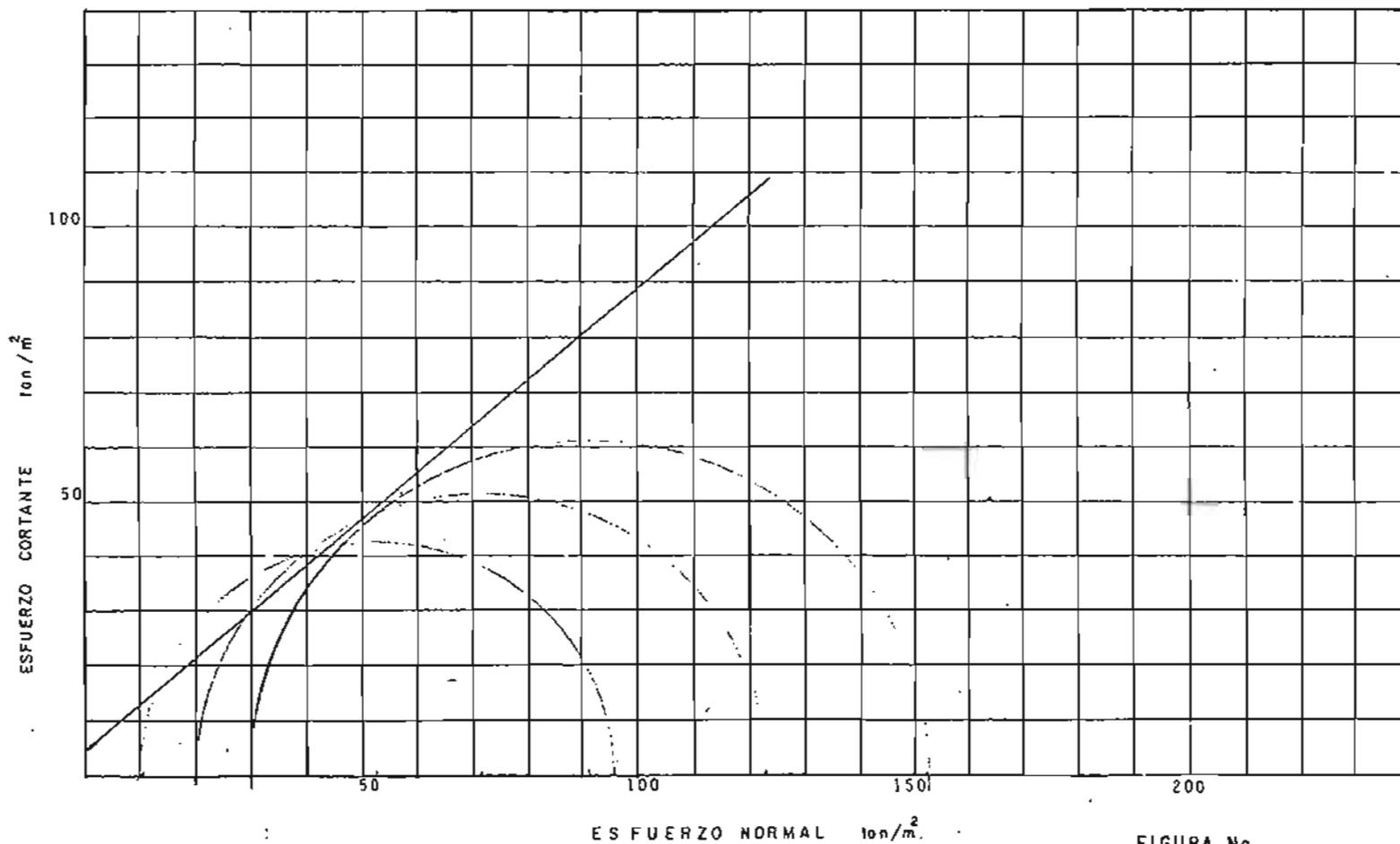


FIGURA No.

Referencias

1. Dobrin M. *Introduction to geophysical prospecting*. Mc Graw Hill Book Company Inc. 1961
2. *Secretaría de Recursos Hidráulicos, Manual de mecánica de suelos*. México, 1970.
3. Marsal, R. J. y Resendiz, Presas de Tierra y Enrocamiento, Limusa, 1975
4. Juárez, B. E. y Rico, R.A.. *Mecánica de Suelos. Teoría y aplicaciones. Tomo II, Ingeniería*. México, 1967.
5. Lambe, T.W., y Whitman, R.V., *Mecánica de Suelos*, Limusa-Wiley, México 1972.
6. Sowers, G. B. y Sowers, G.F., *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. Limusa – Willey, 1972.
7. *American Society for testing and materials (1986) Annual Book of A.S.T.M. Standards, Vol 04.08* Piladelphia, pas.
8. Jack Roberts, Ph. D. *Understanding Soil Mechanics* Delmar Publishers
9. Rico y Del Castillo, H. (1974) *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Vol I*, Limusa – Noriega
10. L. Zeevaert. *Propiedades Cuantitativas de los materiales del subsuelo. Apuntes de Mecánica de suelos TOMO II*
11. T. W. Lambe y R. V. Whitman. *Soil Mechanics J; Wiley*. 1969
12. Dr. A. Casagrande R.E. Fadum. *Notas sobre pruebas de Suelos para fines de aplicación en ingeniería: Depto de Investigaciones y Laboratorio S. C. O.P.*
13. Tschebotariof, G. P. "Cimentaciones. Estructuras de Tierra y Cimentaciones" Mc Graw Hill Co.

CONCLUSIONES

En nuestro país siempre se ha tenido una gran dependencia tecnológica del extranjero de equipo y maquinaria utilizado en la construcción debido en gran parte a políticas económicas inadecuadas. Esto tiene como consecuencia que los equipos con tecnología de punta no puedan ser adquiridos por empresas constructoras pequeñas debido a su incosteabilidad. Esta desventaja económica ha permitido que se procure sustituir las ventajas tecnológicas, por la aplicación adecuada de principios ingenieriles de la mecánica de suelos en la realización de los diferentes tipos de pruebas de laboratorio de suelos existentes.

Aunque se tiene esta desventaja, las pruebas de laboratorio pueden tener un alto grado de confiabilidad en sus resultados, mientras estas se continúen realizando aplicando correctamente los principios insustituibles de la mecánica de suelos conjuntamente con la evaluación adecuada de técnicos experimentados. Esto puede permitir que la dependencia tecnológica disminuya pero la tendencia real es que la mecánica de suelos así como otras especialidades de la ingeniería civil, hayan visto disminuir recientemente la adquisición o reafirmación de experiencias, debido a la evidente contracción de la economía durante varios años, situación que se refleja en la disminución en la cantidad y magnitud de las obras ejecutadas.

Adicionalmente a este problema, se sabe que las pruebas de mecánica de suelos son requeridas solo para obras cuya magnitud o riesgo impliquen un gasto mayor, que el costo de realizar dichos estudios. En la mayor parte de las construcciones ejecutadas en el país, la mecánica de suelos se infiere o se determina con valores preestablecidos de resistencia del suelo, los cuales se pueden encontrar en las normas técnicas de cimentación locales.

El presente trabajo se realizó con la intención de representar lo anteriormente expuesto, buscando aportar o fomentar la realización de las pruebas con la aplicación de los principios básicos de la mecánica de suelos y de la ingeniería, en la obtención de resultados considerando el uso de equipo tradicional.

Para la correcta determinación de las propiedades índice y mecánicas de los suelos, se aplicaron de la manera más pura los principios de la geotecnia junto con los procedimientos de laboratorio establecidos para las diferentes pruebas toda vez que estos valores nos servirían de base para determinar de acuerdo al estudio de mecánica de suelos realizado el tipo de cimentación o estructura más adecuado.

Gran parte de estas pruebas requirieron de un control de calidad que la mayor parte de las veces no se pudo llevar a cabo, esto debido a la falta de ética profesional del personal o por deficiencia en el equipo. Estos son factores, que si se pretende tener éxito en los resultados deben ser controlados con mayor eficiencia o solamente se manifestara la carencia en los resultados.

Por conveniencia en control y especialización de labores, es adecuado tener personal con la suficiente experiencia en la realización de las diferentes pruebas. Esto para que se puedan identificar con anticipación las inconsistencias existentes en la realización de cada una de las pruebas.

En el empleo de los equipos así como también en la preparación del material en estudio, se requiere incrementar la capacitación y evaluación del personal, ya que esto siempre repercutirá de manera sustancial en los resultados de las pruebas, adicionalmente al costo implicado en el incorrecto uso del equipo.