



PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CHILE
Departamento de Ingeniería
Estructural y Geotécnica

Fundamentos de Geotecnia ICE-2604

Manual de Laboratorios

Esteban SÁEZ
Francisco HUMIRE
Alejandro AMPUERO

Período : Segundo Semestre 2011

Versión : 0.3

22 de octubre de 2011

Índice general

1. Introducción	1
1.1. Alcances de este documento	2
1.2. Objetivos	2
1.3. Análisis de errores en experimentación	2
1.3.1. Errores, equivocaciones, precisión y exactitud	2
1.3.2. Valores numéricos y precisión	3
1.3.3. Análisis de errores	3
2. Clasificación de suelos	7
2.1. Clasificación visual de suelos	8
2.1.1. Objetivo de la descripción visual	8
2.1.2. Descripción Visual del Suelo	8
2.1.3. Suelos de granulares gruesos	9
2.1.4. Suelos finos	9
2.1.5. Desarrollo de la experiencia	11
2.2. Ensayo de clasificación granulométrica	11
2.2.1. Clasificación según tamaño	12
2.2.2. Ensayo de tamizado	13
2.3. Límites de Atterberg	15
2.3.1. Contenidos de humedad límite	16
2.3.2. Equipos necesarios para determinar los límites de Atterberg	17
2.3.3. Preparación de las muestras	18
2.3.4. Ensayo de límite líquido	18
2.3.4.1. Procedimiento	18
2.3.4.2. Calibración del equipo	19
2.3.5. Ensayo de límite plástico	20
2.3.6. Índice de plasticidad	21
2.3.7. Límite de contracción	21
2.3.8. Errores frecuentes	22
2.3.9. Índice de liquidez y actividad	22
3. Compactación de Suelos: Proctor Normal	25
3.1. Introducción	26
3.2. Definiciones	26
3.2.1. Humedad óptima	27
3.2.2. Líneas de saturación	27
3.2.3. Energía de compactación	28
3.3. Ensayo Proctor Normal	29
3.3.1. Equipo	29
3.3.2. Preparación de la muestra	30
3.3.3. Ejecución del ensayo	30
3.3.4. Cálculos	31

3.3.5. Errores frecuentes	31
3.4. Compactación en problemas prácticos	32
4. Ensayo de compresión no confinada	35
4.1. Introducción	36
4.2. Descripción del ensayo	36
4.2.1. Cuidados especiales	39
4.2.2. Cálculos	39
4.2.3. Empleo de los resultados	40
A. Formularios	43
A.1. Límites de Atterberg	44
A.2. Límite de Contracción	45
A.3. Ensayo de compactación Proctor	46

Capítulo 1

Introducción

Índice

1.1. Alcances de este documento	2
1.2. Objetivos	2
1.3. Análisis de errores en experimentación	2
1.3.1. Errores, equivocaciones, precisión y exactitud	2
1.3.2. Valores numéricos y precisión	3
1.3.3. Análisis de errores	3

1.1. Alcances de este documento

El objetivo del presente manual es el de servir como guía para los laboratorios del curso **Fundamentos de Geotecnia** (ICE-2604), de la Escuela de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica. Por lo tanto, no debe considerarse como un compendio de normas aplicables a laboratorios de servicios para proyectos de ingeniería.

En efecto, los ensayos descritos en este manual pueden efectuarse siguiendo otros procedimientos. En Chile, el desarrollo de norma está a cargo del Instituto Nacional de Normalización (INN) que tiene por línea de trabajo principal la elaboración y difusión de las normas chilenas. Sin embargo, muchos países tienen sus propias organizaciones encargadas de la creación y difusión de normas técnicas, por ejemplo: ASTM, BSi, AFNOR, DIN. Si bien los procedimientos descritos por estas normas para ensayos de mecánica de suelos son muy similares en términos generales, existen una serie de variantes de un texto a otro. Los procedimientos descritos en el presente manual están basados en los lineamientos más usuales, pero con algunas adaptaciones con fines pedagógicos o bien para adaptar el procedimiento al equipo disponible actualmente en el laboratorio de Geotecnia Experimental.

1.2. Objetivos

El objetivo de los laboratorios asociados al curso de Fundamentos de Geotecnia es el de facilitar el vínculo entre los contenidos teóricos vistos en cátedra, a los aspectos más prácticos de la Ingeniería Geotécnica. En efecto, la Mecánica de Suelos se considera como una disciplina de tipo experimental, de forma que la mayor parte de las teorías han sido desarrolladas a partir de la observación exhaustiva de fenómenos naturales reproducidos a escala experimental.

Se recomienda que cada alumno participe activamente en la ejecución de todos los ensayos, de manera que pueda comenzar a desarrollar un sentido físico de las características y comportamiento de los suelos. La familiarización con los procedimientos de ensayo y con las propiedades de los diferentes suelos, tanto en su estado natural como remoldeado, es un requisito fundamental en el ejercicio de la Ingeniería Geotécnica.

1.3. Análisis de errores en experimentación

Se ha considerado oportuno incluir algunas precisiones en relación al análisis de errores. En efecto, toda medición experimental conlleva un cierto error e inexactitud, que son necesarios comprender y evaluar.

1.3.1. Errores, equivocaciones, precisión y exactitud

La distinción entre *errores* y *equivocaciones* es muy relevante, ya que al estudiar las diversas fuentes de error es posible descartar las equivocaciones. Una adecuada revisión permitirá en general descartar equivocaciones importantes o evidentes en los valores finales de los experimentos. Un *error* proviene de factores que son independientes del operador, mientras que las *equivocaciones* se pueden evitar haciendo un trabajo prolijo. En la práctica, muchas “fuentes de error” pueden calificarse como equivocaciones.

Por otro lado, también es importante distinguir entre *precisión* y *exactitud*. En efecto, la distinción entre estos términos, en el sentido que se usan en análisis experimental, es muy importante:

- **Precisión** refleja al cuidado con el que se efectuó la medición. Indica la capacidad del instrumento o la prolijidad y experiencia del operador.
- **Exactitud** se refiere a la diferencia entre el valor finalmente medido de una cantidad y su valor real o verdadero.

Ejemplo 1.1 *Suponga que se desea medir una distancia de unos 50 m con una huincha graduada en milímetros. Un operador podría obtener una lectura tan precisa como 48,537 m, pero es evidente que al variar la tensión y la temperatura sobre la huincha se obtendrá una lectura muy diferente. Midiendo con una huincha a tensión calibrada y efectuando la corrección por temperatura, un segundo operador puede determinar que la distancia es de 48,49 m. La segunda lectura es más exacta.*

1.3.2. Valores numéricos y precisión

Para ilustrar el vínculo entre los valores numéricos registrados en una medición y la precisión consideremos el siguiente ejemplo:

Ejemplo 1.2 *Suponga que desea conocer la longitud L_d de la diagonal de una habitación rectangular, pero sólo puede medir la longitud de sus paredes L_a y L_b que forman ángulo recto. Se miden las paredes y se obtiene: $L_a = 3,83$ m y $L_b = 4,55$ m respectivamente. A partir de estos valores se obtiene:*

$$L_d = \sqrt{L_a^2 + L_b^2} = 5,94738598 \text{ m}$$

El valor señalado es conceptualmente erróneo, pues la precisión final no puede sobrepasar la precisión de las mediciones. En el ejemplo anterior, cuando se dice que se midió $L_a = 3,83$ m, implícitamente se está dando la precisión de la medición (de 1 cm en este caso), es decir:

$$L_a = 3,83 \pm 0,01 \text{ cm}$$

Si la precisión de la medida fuera de sólo de 2 cm, entonces se debería indicar explícitamente de la forma siguiente:

$$L_a = 3,83 \pm 0,02 \text{ cm}$$

1.3.3. Análisis de errores

Parte importante de la estimación de una cantidad mediante mediciones es ser capaz de estimar el margen de error del procedimiento. Para ilustrar esta idea, consideremos el ejemplo siguiente:

Ejemplo 1.3 *Sea $X = 35,4 \pm 0,3$ kgf una fuerza, y sea $Y = 2,365 \pm 0,002$ m su brazo de acción. El momento resultante $Z = XY$ se calcularía como:*

$$Z = 35,4 \times 2,365 = 83,721 \text{ kgf m}$$

Debido a la precisión con que se conoce la fuerza, es posible estimar que:

$$Z \approx 83,7 \text{ kgf m}$$

¿Cuál es el error en el valor de Z ?

Los valores límites de Z serían:

$$35,7 \times 2,367 = 84,5019 \quad \text{y} \quad 35,1 \times 2,363 = 82,9413$$

sin embargo, estadísticamente es poco probable que el error máximo en ambas variables se presente simultáneamente y en la misma dirección (por exceso o defecto). Interesa sobre todo el error probable en el valor de Z .

Si se tienen n mediciones de las variables X e Y , sean ΔX_i , ΔY_i los errores en la i -ésima medición. En términos generales, el error probable de la expresión que se desea conocer se puede expresar como:

$$Z = f(X, Y) \tag{1.1}$$

de modo que diferenciando

$$\Delta Z_i = \frac{\partial f}{\partial X} \Delta X_i + \frac{\partial f}{\partial Y} \Delta Y_i \quad (1.2)$$

Por lo tanto, la variación esperada de la variable Z (el momento en este ejemplo) sería:

$$\Delta Z = 2,365 \times \pm 0,3 + 35,4 \times \pm 0,002$$

Sin embargo la expresión anterior no da indicios respecto al error que se está cometiendo y no resulta práctica. En efecto, el error probable de Z queda está asociado a la desviación estándar muestral, S_Z , que se obtiene mediante:

$$S_Z^2 = \frac{1}{n} \sum_i \Delta Z_i^2 \quad (1.3)$$

Reemplazando ΔZ_i a partir de (1.2) y desarrollando se obtiene:

$$S_Z^2 = \frac{1}{n} \sum_i \left(\frac{\partial f}{\partial X} \right)^2 \Delta X_i^2 + \frac{1}{n} \sum_i 2 \frac{\partial f}{\partial X} \frac{\partial f}{\partial Y} \Delta X_i \Delta Y_i + \frac{1}{n} \sum_i \left(\frac{\partial f}{\partial Y} \right)^2 \Delta Y_i^2 \quad (1.4)$$

Ya que los signos de ΔX_i y ΔY_i pueden ser positivos o negativos, si la cantidad de mediciones es suficientemente grande el producto $\Delta X_i \Delta Y_i$ tenderán a anularse unos con otros en términos estadísticos, por lo tanto es posible construir una aproximación para S_Z como:

$$S_Z^2 \approx \frac{1}{n} \sum_i \left(\frac{\partial f}{\partial X} \right)^2 \Delta X_i^2 + \frac{1}{n} \sum_i \left(\frac{\partial f}{\partial Y} \right)^2 \Delta Y_i^2 \quad (1.5)$$

Como las desviaciones estándar muestrales de cada variables S_X y S_Y están definidas como:

$$S_X^2 = \frac{1}{n} \sum_i \Delta X_i^2 \quad (1.6a)$$

$$S_Y^2 = \frac{1}{n} \sum_i \Delta Y_i^2 \quad (1.6b)$$

Reemplazando en (1.5) se obtiene:

$$S_Z \approx \sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial X} \right)^2 S_X^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial Y} \right)^2 S_Y^2} \quad (1.7)$$

Entonces, el error relativo en el valor de Z quedará definido por:

$$\frac{S_Z}{Z} \approx \frac{1}{Z} \sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial X} \right)^2 S_X^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial Y} \right)^2 S_Y^2} \quad (1.8)$$

Es importante notar que en la expresión anterior el error efectivamente disminuye en la medida que el número de mediciones n crece. En el límite, si $n \rightarrow \infty$, tanto S_X como S_Y serán aproximadamente nulas y con ello desaparece el error cometido en la estimación de Z .

La lógica presentada se puede extender a cuantas variables estén involucradas en la medición.

Ejemplo 1.4 *Determine el error relativo en el cálculo del momento de inercia de una sección rectangular, si el error relativo en los valores de ancho y alto es 0,01 cm (1%).*

En este caso, el momento de inercia I de la sección queda definido por el ancho b medido y por la altura h correspondiente:

$$I = \frac{1}{12} b h^3$$

Luego:

$$\frac{\partial I}{\partial b} = \frac{1}{12} h^3 \quad \text{y} \quad \frac{\partial I}{\partial h} = \frac{1}{4} b h^2$$

Entonces, el error relativo en I resulta:

$$\frac{S_I}{I} \approx \frac{12}{b h^3} \sqrt{\left(\frac{1}{12} h^3\right)^2 S_b^2 + \left(\frac{1}{4} b h^2\right)^2 S_h^2}$$

O bien:

$$\frac{S_I}{I} \approx \frac{12}{b h^3} \sqrt{\left(\frac{1}{12} b h^3\right)^2 \left(\frac{S_b}{b}\right)^2 + \left(\frac{1}{4} b h^3\right)^2 \left(\frac{S_h}{h}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{S_b}{b}\right)^2 + 3^2 \left(\frac{S_h}{h}\right)^2}$$

Por lo tanto, en este caso se obtiene:

$$\frac{S_I}{I} \approx \sqrt{(0,01)^2 + 3^2 (0,01)^2} = 3,16 \times 10^{-2}$$

Es decir, un error del orden del 3%. Es interesante notar que el término relativo a la altura de la sección es el que controla el valor del error ya que influencia el valor de la inercia al cubo. Es fácil demostrar, que si en términos generales se tiene una función de tipo:

$$Z = k X Y^m$$

El error en el cálculo de Z será:

$$\frac{S_Z}{Z} \approx \sqrt{\left(\frac{S_X}{X}\right)^2 + m^2 \left(\frac{S_Y}{Y}\right)^2}$$

Capítulo 2

Clasificación de suelos

Índice

2.1. Clasificación visual de suelos	8
2.1.1. Objetivo de la descripción visual	8
2.1.2. Descripción Visual del Suelo	8
2.1.3. Suelos de granulares gruesos	9
2.1.4. Suelos finos	9
2.1.5. Desarrollo de la experiencia	11
2.2. Ensayo de clasificación granulométrica	11
2.2.1. Clasificación según tamaño	12
2.2.2. Ensayo de tamizado	13
2.3. Límites de Atterberg	15
2.3.1. Contenidos de humedad límite	16
2.3.2. Equipos necesarios para determinar los límites de Atterberg	17
2.3.3. Preparación de las muestras	18
2.3.4. Ensayo de límite líquido	18
2.3.5. Ensayo de límite plástico	20
2.3.6. Índice de plasticidad	21
2.3.7. Límite de contracción	21
2.3.8. Errores frecuentes	22
2.3.9. Índice de liquidez y actividad	22

2.1. Clasificación visual de suelos

La primera etapa en el desarrollo de un estudio geotécnico consiste en efectuar una prospección o reconocimiento del terreno. La prospección comienza con una observación de los diferentes suelos que existen en el lugar, de sus características principales, y de su distribución espacial. Para obtener una idea de la distribución espacial de los diferentes materiales, se puede recurrir a la excavación de pozos o zanjas, o a la ejecución de sondajes con recuperación de muestras en diversos puntos del terreno a estudiar.

Basándose en una buena observación y clasificación visual de los suelos, éstos se pueden agrupar en categorías con propiedades similares. Así, por ejemplo, se logra reducir la cantidad de ensayos de laboratorio requeridos por un proyecto, efectuados únicamente ensayos sobre muestras representativas de cada categoría, lo que conduce a una reducción de costos. Con los antecedentes de la clasificación visual y de la distribución espacial de los suelos, además de las características de la obra que se desea construir, se puede determinar cuáles muestras conviene tomar para ser ensayadas en el laboratorio, así como definir los ensayos adicionales a efectuar en terreno.

2.1.1. Objetivo de la descripción visual

El objetivo de la descripción visual es el de clasificar provisoriamente el suelo de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS), de uso corriente en Chile y en muchos otros países.

En terreno, es posible agregar las siguientes observaciones complementarias:

- Estado del suelo: para suelos cohesivos indicar su consistencia; en suelos sin cohesión indicar su densidad relativa.
- Humedad o grado de saturación
- Ubicación del nivel de agua.
- Distribución espacial.
- Estratificación secundaria
- Grietas
- Concreciones, cementación
- Existencia de raíces, y otras observaciones de interés

2.1.2. Descripción Visual del Suelo

Se comienza por una clasificación del suelo de acuerdo al tamaño de las partículas que componen más del 50 % de su volumen, siguiendo la nomenclatura que se indica en la Tabla 2.1.

En los suelos reales suele haber una combinación de varios tamaños de partículas. En estos casos se le da al suelo el nombre del componente mayoritario, junto con otros nombres que permiten identificar el porcentaje y naturaleza de los componentes minoritarios. Por ejemplo, grava arcillosa.

El primer paso en la clasificación visual de suelos es determinar si se trata de un suelo de grano grueso (grava o arena) o bien fino, esta distinción se hace según el criterio siguiente:

- Suelos de grano grueso: más de la mitad de las partículas son mayores que 0,074 mm (tamaño de las aberturas del tamiz N°200, que es aproximadamente el menor tamaño visible a simple vista).
- Suelos finos: más de la mitad de las partículas pasan el tamiz N°200, son menores que 0,074 mm.

Tabla 2.1: Clasificación de suelos por tamaño

Diámetro nominal de las partículas (mm)	Nombre	Observaciones
$D > 200$	Cascote	Nombre genérico: sobre tamaño. No son objeto de la mecánica de suelos
$200 > D > 76,2$	Cascajo	
$76,2 > D > 4,76$	Grava	Nombre genérico: suelos de grano grueso. En laboratorio se clasifican según la distribución de sus partículas por tamaño y la plasticidad de las partículas menores que 0,42 mm
$4,76 > D > 0,074$	Arena	
$0,074 > D$	Limo	Nombre genérico: suelos de grano fino. No se clasifican según el tamaño de sus partículas, sino que observando cómo varía su consistencia al variar su humedad
	Arcilla	

2.1.3. Suelos de granulares gruesos

Una vez establecido que el suelo es de grano grueso, se debe evaluar según el tamaño de partículas más abundantes, si se trata de grava o de arena.

A continuación, se determina si la grava o arena es limpia o bien con abundantes partículas de suelo fino. Lo anterior se puede apreciar tomando un poco del suelo en la palma de la mano y dejando caer agua sobre el mismo. En un suelo limpio basta una pequeña cantidad de agua para lavarlo y el agua fluye limpia.

Si el suelo tiene poco o nada de finos debe observarse si es un material bien graduado, es decir, si tiene un amplio margen en la distribución de tamaños de partículas y además si hay cantidades apreciables de partículas de cada tamaño. Si no se cumplen estas condiciones, el suelo es pobremente graduado (muy uniforme, o bien faltan partículas de algunos tamaños intermedios).

Si el suelo tiene cantidad apreciable de finos debe determinarse si estos son de carácter limoso o arcilloso, para lo cual se usarán las pautas de la Tabla 2.3.

Como ayuda, puede emplearse la Tabla 2.2, para usarla se debe leer las columnas desde la izquierda hacia la derecha y elegir la alternativa correspondiente para pasar a las filas adyacentes en la columna siguiente:

2.1.4. Suelos finos

Se efectúa basándose en tres ensayos, eliminando previamente las partículas de tamaño superior a aproximadamente 0,5 mm:

a) **Resistencia seca** (cuando corresponda o cuando sea posible).

Para hacer esta experiencia en el laboratorio, primero se moldea una pastilla de suelo hasta alcanzar la consistencia de una masilla, añadiendo agua si es necesario. Luego se deja secar completamente la pastilla en un horno o expuesta al sol y al aire, probando después su resistencia rompiéndola entre los dedos.

Esta resistencia es una medida de las características y proporción de la fracción coloidal que contiene el suelo. Una elevada resistencia seca es propia de las arcillas del grupo CH. Un limo inorgánico típico posee una baja resistencia seca. Las arenas finas limosas y los limos de baja plasticidad tienen aproximadamente la misma resistencia (muy pequeña) pero pueden distinguirse por el tacto al pulverizar la muestra seca. La arena fina tiene tacto granular mientras que el limo típico da la sensación suave de la harina.

Por cierto, este ensayo no puede siempre hacerse en terreno. En algunos casos el suelo se encuentra seco al aire, o con humedad muy baja y no se puede estimar su resistencia seca.

Tabla 2.2: Clasificación visual de suelos granulares gruesos

Nombre genérico	Porcentaje de finos	Graduación o tipo de suelo fino	Suelos típicos	Símbolo
Gravas: más de la mitad de la fracción gruesa es de tamaño mayor a 5mm	Grava limpia: poco o nada de finos	Amplia gama de tamaños y cantidad apreciable de todos los tamaños intermedios	Grava bien graduada	GW
		Predominio de un tamaño, o ausencia de tamaños intermedios	Grava pobremente graduada	GP
	Grava con finos: abundante cantidad de suelos finos	La fracción fina es limo (ver Tabla 1.3)	Grava limosa	GM
		La fracción fina es arcilla (ver Tabla 2.3)	Grava arcillosa	GC
Arenas: más de la mitad de la fracción gruesa es de tamaño menor que 5mm	Arena limpia: poco o nada de finos	Amplia gama de tamaños y cantidad apreciable de todos los tamaños intermedios	Arena bien graduada	SW
		Predominio de un tamaño, o ausencia de tamaños intermedios	Arena pobremente graduada	SP
	Arena con finos: abundante cantidad de suelos finos	La fracción fina es limo (ver Tabla 1.3)	Arena limosa	SM
		La fracción fina es arcilla (ver Tabla 2.3)	Arena arcillosa	SC

b) **Dilatancia** o reacción de sacudida.

Prepare una pastilla de suelo húmedo de un volumen aproximado de 10 cm³. Si es necesario añada suficiente agua para dejar el suelo blando pero no pegajoso.

Coloque la pastilla en la palma de una mano y agítela, golpeando vigorosamente varias veces contra la otra mano. Una reacción positiva consiste en la aparición de agua en la superficie de la pastilla, la cual adquiere una consistencia gelatinosa y de aspecto brillante. Cuando se aprieta con los dedos, el agua y el brillo desaparecen de la superficie, la pastilla se vuelve dura y por último se resquebraja o desmorona. La rapidez con que aparece el agua al agitar la muestra y con que desaparece al apretarla, sirve para identificar el carácter de los finos de un suelo.

c) **Tenacidad.** (O consistencia en la condición de humedad correspondiente al Límite Plástico §2.3.1).

Moldear una muestra de aproximadamente 10 cm² hasta alcanzar la consistencia de masilla. (Si el suelo está muy seco se le debe agregar agua, pero si está pegajoso debe extenderse formando una capa delgada que permita una rápida pérdida de humedad por evaporación.) A continuación, amase la muestra con la mano sobre una superficie lisa o entre las palmas de las manos, formando un cilindro de aproximadamente 3 mm de diámetro, amasándolo y volviéndolo a arrollar varias veces. Con estas operaciones el contenido de humedad se reduce gradualmente y la muestra adquiere consistencia dura perdiendo su plasticidad¹ hasta que comienza a agrietarse y a desmoronarse. En esta condición, la muestra se encuentra con la humedad correspondiente al Límite Plástico.

Después que se ha desagregado el cilindro de suelo, se vuelven a agrupar los trozos, continuando el amasado ligeramente hasta que se vuelve a desmoronar.

¹Por plasticidad de un suelo, se entiende la propiedad de ciertos suelos que permite que sean remodelados a cierta velocidad de deformación, sin que se fisuren

Cuanto más tenaz es el cilindro de suelo cerca del límite plástico y cuanto más duros son los trozos al desmoronarse, más importante es la fracción arcillosa coloidal del suelo. La debilidad del cilindro en el límite plástico y la rápida pérdida de coherencia de los trozos por debajo de dicho límite indican, o bien una arcilla inorgánica de baja plasticidad o materiales como las arcillas orgánicas que se encuentran por debajo de la *línea A* de la Carta de Plasticidad (Fig.2.7).

Las arcillas altamente orgánicas dan un tacto muy blando y esponjoso al llegar al límite plástico.

2.1.5. Desarrollo de la experiencia

Con la ayuda de la Tabla 2.3, clasifique tres muestras de suelo fino, de acuerdo a la clasificación USCS.

Tabla 2.3: Identificación visual de suelos finos

Resistencia en estado seco	Dilatancia	Tenacidad	Símbolo USCS	Clasificación
Nula a ligera	Rápida a lenta	Nula	ML	Limo de baja compresibilidad
Media a alta	Nula a muy lenta	Media	CL	Arcilla de baja plasticidad
Ligera a media	Lenta	Ligera	OL	Suelo orgánico de baja plasticidad
Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	MH	Limo de alta compresibilidad
Alta a muy alta	Nula	Alta	CH	Arcilla de alta plasticidad
Media a alta	Nula a muy lenta	Ligera a media	OH	Suelo orgánico de alta plasticidad

2.2. Ensayo de clasificación granulométrica

Estos ensayos tienen por finalidad determinar en forma cuantitativa la distribución de las partículas del suelo de acuerdo a su tamaño.

En general las partículas son de forma irregular, por lo tanto la determinación de tamaño no se hace de manera nominal, es decir, por tamaños equivalentes. Esta determinación se hace por ensayo de tamizado para partículas mayores de 0,074 mm, haciendo pasar el suelo a través de una serie de tamices de malla metálica de abertura cuadrada conocida. El diámetro nominal del grano así determinado corresponde a su tamaño mínimo. Para partículas menores a 0,074 mm, su tamaño se determina observando la velocidad de sedimentación de las partículas en una suspensión de densidad y viscosidad conocidas. En este caso, el tamaño nominal de grano corresponde al diámetro de una esfera de igual peso unitario que el peso unitario promedio de las partículas, que sedimenta en la suspensión a igual velocidad. El ensayo de sedimentación es un poco más complejo, por lo que no será analizado en esta guía, luego nos enfocaremos sólo en el ensayo de tamizado.

Los resultados de los ensayos de distribución granulométrica se presentan en una curva que en ordenadas indica el porcentaje en peso de partículas menores que un diámetro dado ($p\%$), y en abscisas, en escala logarítmica, el diámetro D (Fig.2.1). Esta curva se denomina *curva granulométrica*.

Si D_p corresponde al diámetro de ordenada $p\%$, se define:

- Tamaño efectivo:

$$D_{10}$$

- Coeficiente de uniformidad o de Hazen:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

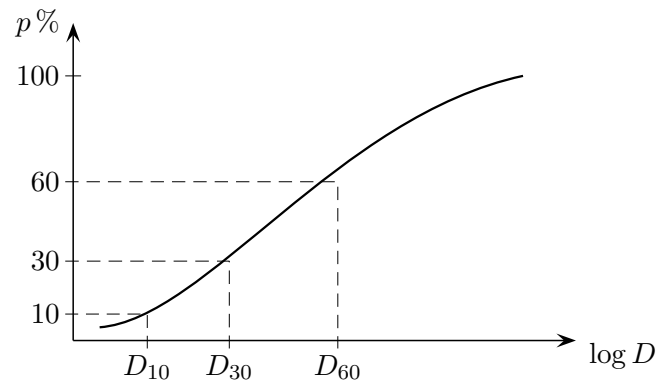


Figura 2.1: Esquema de curva granulométrica

- Coeficiente de curvatura:

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

2.2.1. Clasificación según tamaño

La clasificación de suelos eligiendo como único parámetro el tamaño de las partículas es arbitraria, pues no corresponde necesariamente a la variación de alguna propiedad física del suelo que sea relevante en ingeniería. Sin embargo, el tamaño de las partículas es una propiedad índice tan evidente que resultó natural que los primeros sistemas de clasificación se basaran únicamente en esta característica. La arbitrariedad señalada condujo al desarrollo de diversos sistemas. La Tabla 2.4 presenta un sistema de clasificación de los suelos en grupos, según tamaño, basado en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS) que es el más común en ingeniería geotécnica. La Fig.2.2 ilustra las porciones de suelo separadas por tamaño, luego del tamizado.

Tabla 2.4: Clasificación de suelos según tamaño

Tamaño Nominal de las Partículas D mm	Clasificación
$D > 200$	Cascote
$200 > D > 76,2$	Cascajo
$76,2 > D > 4,76$	Grava
$4,76 > D > 0,074$	Arena
$D < 0,074$	Limo y arcilla

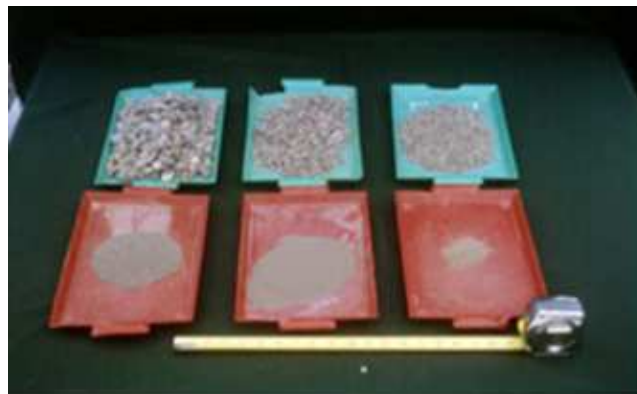


Figura 2.2: Ejemplo de suelo separado por tamaño luego del tamizado

Para la separación entre arenas muy finas, limos y arcillas el tamaño de las partículas es una

característica de menor importancia. Si se empleó un sistema de clasificación de suelos finos por tamaño, conviene hacer notar esta limitación empleando expresiones tales como: “suelo tamaño limo”, etc.

2.2.2. Ensayo de tamizado

■ **Equipo:** el equipo requerido para el ejecutar el ensayo se compone de:

1. Balanza de 10000 gr de capacidad y 1 gr de precisión
2. Horno secador, de temperatura controlada
3. Desecador
4. Cápsulas de porcelana
5. Bandejas metálicas, para secado
6. Mortero y martillo de goma
7. Escobilla dura para limpiar las mallas
8. Serie de tamices
9. Tamiz para lavado con malla N°200 (ASTM)
10. Varios: brochas, formularios

La selección de los tamices a usar depende del tamaño máximo de las partículas de suelo. Debe usarse un tamiz de abertura máxima inmediatamente superior al diámetro máximo de las partículas.

Un buen espaciamiento del diámetro nominal de las partículas en la curva granulométrica se obtiene usando un juego de tamices tal que cada tamiz tenga un abertura nominal aproximadamente igual a la mitad de la del tamiz inmediatamente mayor. Con este propósito, se sugiere utilizar la serie indicada en la Tabla 2.5. En dicha serie se ha incluido la nomenclatura de ASTM por ser de uso más generalizado internacionalmente. La Fig. 2.3 ilustra algunos de los tamices empleados para un análisis granulométrico estándar.

Tabla 2.5: Serie de tamices recomendada para el ensayo granulométrico

Tamiz N°		Abertura Nominal mm
ASTM	INN	
3"	25	76,2
1½"	21	38,1
¾"	17	19,0
⅜"	13	9,51
N° 4	9	4,76
N° 10	4	2,00
N° 20	-1	0,84
N° 40	-5	0,42
N° 100	-11	0,149
N° 200	-15	0,074

Para el ensayo se debe obtener una muestra representativa de la distribución granulométrica del material. La cantidad de suelo a ensayar depende del tamaño máximo de las partículas. Se recomienda tomar las cantidades mínimas indicadas en la Tabla 2.6.



Figura 2.3: Algunos tamices empleados para el análisis granulométrico

Tabla 2.6: Cantidad mínima de suelo a ensayar

Diámetro nominal de la partícula mayor tamaño		Peso
in	mm	kg
$\frac{3}{8}$	9,51	0,5
$\frac{3}{4}$	19,0	1,0
$1\frac{1}{2}$	38,1	3,0
3	76,2	5,0

- **Preparación de la muestra:** la totalidad de la muestra se seca al horno (105-110°C) durante 24 horas o hasta peso constante. Además, se deben separar los terrones o grumos en granos individuales, usando los dedos o el mortero y el martillo de goma dura.
- **Procedimiento de Ensayo:**
 1. Usando en tamiz N°4 (4,76 mm) separe la muestra en dos fracciones:
 - A: Fracción retenida en el Tamiz N°4 ($D > 4,76$ mm)
 - B: Fracción que pasa el Tamiz N°4 ($D < 4,76$ mm)
 2. Lave la fracción A en una bandeja, empleando abundante agua, con el objeto de eliminar todas las partículas menores que 4,76 mm que estén adheridas a las partículas más gruesas. El lavado debe hacerse hasta que el agua que rebase se observe limpia.
 3. Seque al horno la fracción ya lavada, hasta peso constante. Registre el peso de la fracción gruesa, lavada y seca, con 1 gr de precisión.
 4. Haga pasar la muestra a través del conjunto elegido de tamices desde 3" hasta N°4, ensamblados verticalmente, de mayor a menor, sacudiendo con las manos o con un vibrador mecánico durante por lo menos 10 minutos. Los tamices deben cubrirse con una tapa superior y una bandeja o recipiente ajustado inferior.
 5. Las sacudidas deben proveer movimientos de rotación horizontal y desplazamientos verticales, de manera que los granos de menor tamaño tengan posibilidad de pasar a través de las correspondientes aberturas de los tamices.
 6. Pese el material retenido en cada tamiz, y el material que pasa el tamiz N°4, si lo hay. Anote estos pesos en el formulario adjunto.
 7. Tome 500 gr representativos de la fracción que pasa el tamiz N°4 (B) separada en 1.

8. Lave estos 500 gr sobre un tamiz N°200, con el objeto de eliminar los finos.
9. El suelo retenido en el tamiz N°200 se seca al horno hasta peso constante. Registre el peso del suelo lavado y seco.
10. Determine la tara de cada tamiz que se va a usar.
11. Haga pasar la muestra a través del conjunto de tamices desde el N°10 al N°200. Usando una tapa superior y un recipiente inferior.
12. Pese cada tamiz con el material retenido en él. Por diferencias, calcule el material retenido en cada tamiz.
13. Pese el material que pasa el tamiz N°200, si lo hay.
14. Calcule la distribución granulométrica usando el formulario adjunto y dibuje la curva granulométrica en un gráfico semi-logarítmico. Calcule los coeficientes de uniformidad C_u y de curvatura C_c .

2.3. Límites de Atterberg

Un suelo fino cambia de estado físico en función del contenido de humedad. Los contenidos límites de humedad, que corresponden aproximadamente a cambios de estado, se denominan “Límites de Atterberg” o “Límites de Consistencia”.

Los Límites de Atterberg son propiedades de índice para suelos finos, vale decir, son parámetros numéricos que ayudan a su clasificación.

Se pueden establecer correlaciones entre los Límites de Atterberg de un suelo y sus propiedades de ingeniería en estado remoldeado, sólo en casos muy particulares se han podido relacionar con propiedades en estado no perturbado.

La definición de estados y límites para el complejo suelo-agua se ilustran en la Fig.2.4. En efecto, en la medida que el contenido de humedad de una muestra de suelo decrece, el material pasa por diversos estados:

1. Estado líquido a contenido de humedad alto. El suelo se desparrama cuando se posa sobre una superficie horizontal. No posee prácticamente ninguna resistencia y las partículas están prácticamente separadas por agua.
2. Estado plástico. El suelo es estable en estado natural, pero sufre grandes deformaciones (en gran parte irreversibles) cuando se le aplica carga sin variar significativamente su volumen, y sin presentar fisuración. El suelo está en un estado maleable que conserva la forma luego de imponer deformaciones. En caso de trituración, puede perder gran parte de su resistencia. Algunos suelos (suelos tixotrópicos), recuperan parte de su resistencia con el tiempo.
3. Estado sólido. El suelo tiene el comportamiento de un sólido, es decir, la aplicación de cargas induce pequeñas deformaciones. El paso al estado sólido va acompañado de una reducción de volumen o contracción, para continuar luego a volumen constante.

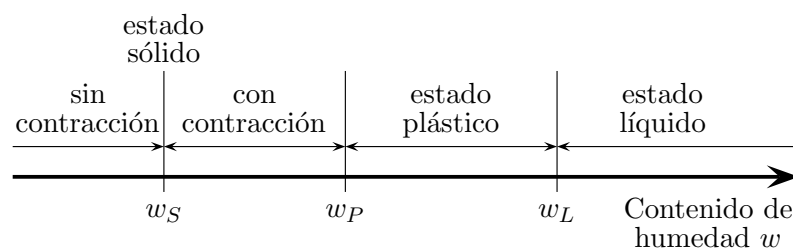


Figura 2.4: Estados del suelo en función del contenido de humedad

Es conveniente enfatizar que los “límites” deben ser considerados como “índices” y empleados como tales, usando gráficos como la Carta de Plasticidad de Casagrande, que permite una fácil clasificación a partir de ellos.

La determinación del contenido de humedad correspondiente a los diversos límites, se hace experimentalmente usando los procedimientos y equipos normalizados que se describen a continuación. Estos han sido desarrollados por Casagrande y son los más conocidos internacionalmente.

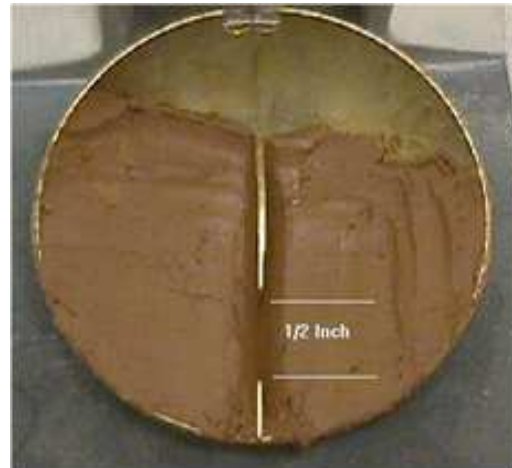
2.3.1. Contenidos de humedad límite

Los contenidos de humedad asociados a cada uno de los estados anteriores dependen de la naturaleza del suelo. Se les conocen como:

- **Límite Líquido (LL o bien w_L)**: es el contenido de humedad para el cual el suelo tiene una resistencia tan pequeña al esfuerzo de corte, que fluye hasta cerrar una grieta de dimensiones normalizadas, cortada en una pequeña masa de este suelo, al someterlo a vibraciones en un dispositivo normalizado (Fig.2.5).



(a) Vista general de un dispositivo de Casagrande estándar



(b) Esquema de canal cerrado luego de una serie de caídas

Figura 2.5: Aparato normalizado de Casagrande

- **Límite Plástico (LP o bien w_P)**: es el contenido de humedad para el cual el suelo comienza a desmigajarse cuando se trabaja con él amasando cilindritos hasta un diámetro aproximado de 3 mm. El procedimiento se efectúa en forma normalizada y se presenta esquemáticamente en la Fig.2.6.
- **Límite de Contracción (LC o bien w_S)**: es el contenido de humedad que es justo suficiente para llenar los poros de una masa de suelo previamente secada.

Por **plasticidad** de un suelo, se entiende la propiedad de ciertos suelos que permite que sean remoldeados a cierta velocidad de deformación, sin que se fisuren. Como una forma de medir el rango de humedad para la cual el suelo se deforma plásticamente, se define **índice de plasticidad** como:

$$I_P = LL - LP = w_L - w_P \quad (2.1)$$

A partir de estos resultados se puede determinar el tipo de suelo que se ha ensayado, utilizando la Carta de Plasticidad (Fig.2.7)



Figura 2.6: Ensayo de límite plástico

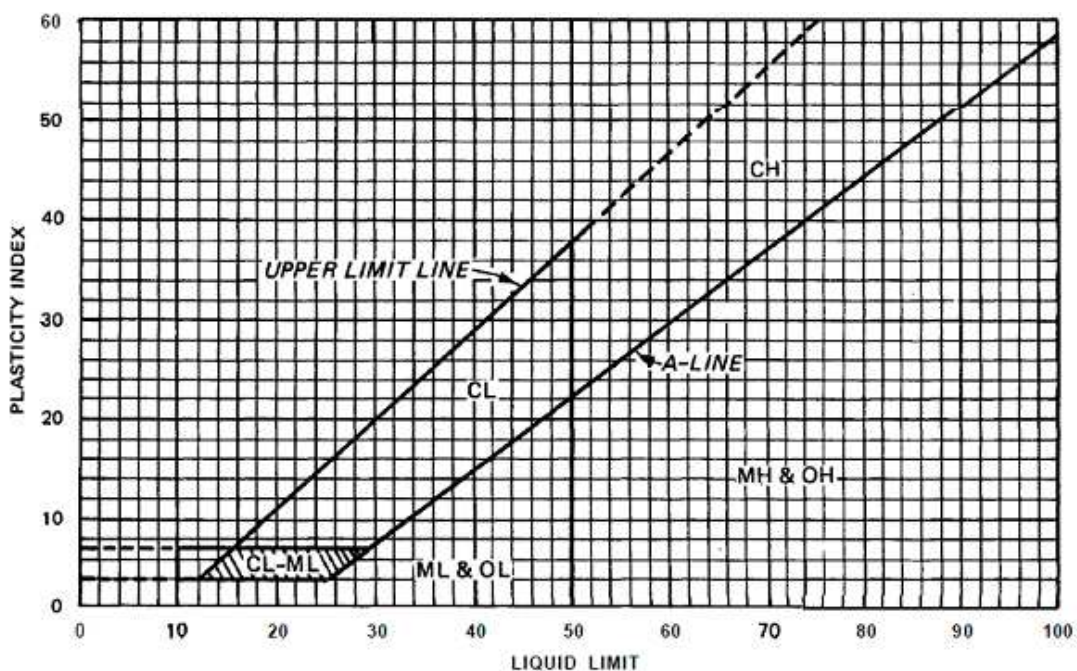


Figura 2.7: Carta de Plasticidad de Casagrande

2.3.2. Equipos necesarios para determinar los límites de Atterberg

■ Generales:

1. Una balanza de 100 gr de capacidad y 0,001 gr de precisión y otra de 500 gr. de capacidad y 0,01 gr de precisión.
2. Horno de temperatura controlada
3. Envases de vidrio o aluminio, herméticos, de no más de 50 cm de capacidad
4. Toallas de papel
5. Espátulas
6. Placas de vidrio que se usarán para mezclar y secar
7. Desecador
8. Botellas plásticas con gotario
9. Suministro de agua destilada

■ Límite Líquido:

1. Aparato normal tipo “Casagrande” (Fig.2.5)
2. Acanalador

■ Límite plástico:

1. Placa de vidrio opaco, de textura granulada fina

■ Límite de Contracción:

1. Cápsulas cilíndricas de porcelana de aproximadamente 45 mm de diámetro y 13 mm de altura (medidas interiores)
2. Cápsula de dimensiones internas mayores que las especificadas en el punto anterior
3. Mercurio
4. Brocha o Pincel de cerdas
5. Vaselina o aceite

2.3.3. Preparación de las muestras

Los ensayos de límites líquido y plástico deben ser realizados dentro de una sala húmeda. Las pesadas deben hacerse con rapidez y prolijidad, considerando que pequeñas variaciones de humedad, por cambios de ambiente, pueden alterar el peso de las muestras que son pequeñas.

Los ensayos de límites de Atterberg se realizan sólo en la fracción de suelo de tamaño nominal menor de 0,42 mm (bajo malla N°40). Por lo tanto, el primer paso es separar el suelo a ensayar de la fracción más gruesa que pudiera contener la muestra original. Se debe anotar el porcentaje de suelo de tamaño menor de 0,42 mm con respecto a la muestra total.

Se mezcla cuidadosamente el suelo a ensayar con agua destilada hasta adquirir la consistencia requerida para el ensayo. Aproximadamente 250 gr de dicha mezcla se colocan en una cápsula de porcelana.

La muestra debe ser curada, dándole un tiempo adecuado para que las fases líquida y sólida se mezclen homogéneamente. En suelos de alta plasticidad este plazo de curado no debe ser menor de 12 horas, en suelos de baja plasticidad este tiempo puede ser mucho menor y en ciertos casos pueden eliminarse.

2.3.4. Ensayo de límite líquido**2.3.4.1. Procedimiento**

El procedimiento a seguir consiste en los siguientes pasos:

1. Se calibra el equipo de acuerdo al detalle explicado en §2.3.4.2.
2. Se retira la taza de la máquina y se colocan en ella unos 70 gr de muestra.
3. Se aplanan la superficie de la masa de suelo con la espátula.
4. Se corta una grieta al centro de la masa de suelo, con el acanalador. Esta grieta se debe cortar sosteniendo la taza con una mano, de manera que el pivote quede en la parte superior. Con la otra mano se sujeta firmemente el acanalador y se practica el corte manteniendo la herramienta normal a la superficie de la taza y haciéndola deslizar con respecto a ella, a lo largo de un diámetro perpendicular al eje de pivote.
5. El acanalador debe sostenerse de modo que sus bordes redondeados queden hacia el operador.

6. La cantidad de suelo en la taza debe ser tal que los hombros del acanalador remuevan suelo en una longitud no menor de 35 mm sobre la superficie.
7. Se comprueba que las superficies de choque de la taza y de la base se encuentren limpias y se vuelve a montar la taza en la máquina.
8. Se gira la manivela con velocidad uniforme de unas 2 revoluciones por segundo, hasta que la grieta se cierre en una longitud de 12,5 mm ($\frac{1}{2}$ "). Se cuenta el correspondiente número de golpes.
9. Se mezcla el material dentro de la taza con la espátula y se repite el proceso de 3) hasta 8), hasta obtener 3 determinaciones consistentes de números de golpes, anotándose este valor.
10. Con la punta de una espátula, que debe estar seca y limpia, se retiran unos 5 gr de suelo tomados de la parte en que se ha cerrado la grieta en la última tentativa consistente y se determina la humedad correspondiente.
11. Se repiten las etapas de 2) hasta 10) hasta obtener unas dos determinaciones de números de golpes versus humedad alrededor de 30 golpes, y otras 2 alrededor de 20 golpes.
12. Se traza una curva de humedad versus número de golpes en papel semi-logarítmico la cual se denomina *Curva de Flujo*. La humedad se registra en ordenadas en escala aritmética y el número de golpes en abscisas en escala logarítmica (Fig. 2.8).
13. A partir de esta Curva de Flujo, se determina el Límite Líquido como la humedad correspondiente a 25 golpes.
14. Para el registro de los datos medidos en este ensayo se utiliza el formulario que se muestra en la Fig. 2.8.

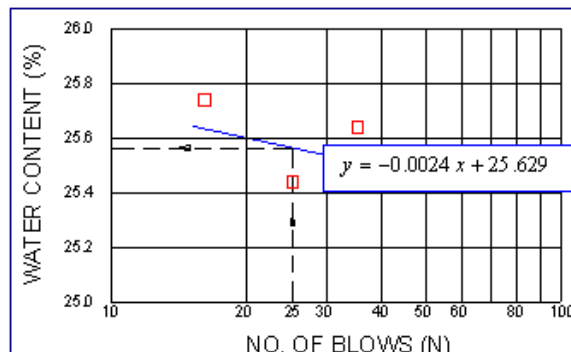


Figura 2.8: Ejemplo de curva de flujo

Para proceder con el ensayo se puede comenzar con una humedad cercana a 30 golpes y humedecer el suelo, o bien, a partir de una humedad cercana a 15-20 golpes y secar. Cualquiera de los 2 procedimientos es aceptable siempre que se asegure una mezcla homogénea.

En suelos arenosos, es difícil practicar el corte con el acanalador sin producir desplazamientos del suelo. En estos casos se puede cortar la grieta con la espátula, verificando sus dimensiones con el acanalador.

2.3.4.2. Calibración del equipo

La calibración consiste principalmente en verificar la altura de caída de la taza sobre la base. Las etapas para llevar a cabo la calibración son las siguientes:

1. Se separa la taza del marco soportante. Se marca el centro de la mancha más brillante de la base de la taza, que corresponde a la zona más gastada por los golpes.

2. Se coloca la taza en el marco y se gira la manivela hasta que la taza alcanza su altura máxima.
3. Se verifica que la altura máxima del punto marcado en 1) sobre la base de la máquina sea de 100 mm, para esto se usa la parte posterior del acanalador (de 10 mm de espesor con este propósito).
4. Se puede variar la altura de caída de la taza, hasta obtener que sea de 10 mm, ajustando la posición de la pieza de soporte del eje de pivote de la taza sobre el marco soportante. Existen una serie de tornillos para efectuar estos ajustes.
5. Se debe verificar además las condiciones de ajuste general de la máquina, teniendo presente que el efecto medido en ella es el de falla de un talud por solicitaciones dinámicas.
6. La resiliencia de la base de la máquina debe ser tal que una bolita de acero de 8 mm de diámetro, rebota alrededor de un 80 % al caer desde una altura de 25 cm.
7. Debe comprobarse que el ensayo se haga sobre una mesa firme y de cubierta rígida. La máquina debe apoyarse sobre esta cubierta, colocando unas 30 toallas de papel como amortiguador intermedio.
8. Se debe verificar las dimensiones del acanalador. Las dimensiones más importante son las del extremo cortante triangular que definen el alto y ancho de la grieta que separa los taludes en el suelo ensayado. Estas dimensiones deben ser medidas con tornillo micrométrico. Estas mediciones son difíciles y deben ser hechas periódicamente para prevenir los cambios propios del desgaste del equipo.
9. El desgaste de la base y de la taza en sus zonas de impacto no debe alcanzar un estado de deformación permanente.

2.3.5. Ensayo de límite plástico

El procedimiento para efectuar este ensayo es el siguiente:

1. Se toma una cantidad de aproximadamente 1 cm³ de la muestra preparada de agua-suelo.
2. Se amasa esta muestra en las manos y luego se la hace rodar sobre la placa de vidrio formando cilindros con la palma de la mano.
3. Se doblan los cilindros, se amasan nuevamente y se vuelven a formar, repitiéndose este proceso, hasta que los cilindros de aproximadamente 3 mm de diámetro se comienzan a desmigajar sin poder ser re-amasados o reconstituidos.
4. Se determina la humedad de la parte de la muestra que se considera que ha llegado al Límite Plástico.
5. Se repiten los pasos desde el 1) al 4) en dos porciones más de la muestra.
6. El Límite Plástico es el promedio de estas 3 determinaciones siempre que ellas no difieran en más de un 2 % entre sí. En caso contrario debe repetirse todo el ensayo.

Este ensayo requiere principalmente experiencia y un sentido del cambio de estado físico del suelo en el Límite Plástico. Se recomienda en su ejecución hacer las 3 determinaciones tentativas tratando de conseguir humedades muy poco por sobre el Límite buscado, así como muy poco por debajo del mismo, de acuerdo a una estimación inicial.

2.3.6. Índice de plasticidad

El cálculo del índice de plasticidad del suelo se obtiene como la diferencia entre su límite líquido y su límite plástico. Sin embargo, existen ciertas excepciones:

- Cuando el límite líquido o límite plástico no puede ser determinado indicar el índice de plasticidad como NP (No Plástico).
- Cuando el suelo es extremadamente arenoso el ensayo del límite plástico deberá hacerse antes del límite líquido. Si el límite plástico no puede ser determinado, informar que ambos, límite líquido y límite plástico son NP.
- Cuando el límite plástico es igual o mayor que el límite líquido, indicar índice de plasticidad como NP.

2.3.7. Límite de contracción

El procedimiento para medir el límite de contracción es el siguiente:

- Se toma aproximadamente 30 gr de la muestra preparada con un contenido de humedad cercano al Límite Líquido.
- Se amasa la muestra sobre la placa de vidrio agregando agua destilada en cantidad suficiente para llenar los huecos del suelo y lograr una muestra pastosa, fácil de poner en la cápsula sin incluir aire.
- Poner la capa de vaselina en el interior de la cápsula de contracción. Poner en el centro de la cápsula una cantidad de muestra aproximadamente igual a un tercio del volumen de ésta. Hacer que el suelo fluya hacia los bordes golpeando la cápsula contra la mesa, en la cual se ha puesto previamente un paño doblado o papel para amortiguar el golpe.
- Repetir la operación hasta llenar la cápsula completamente. El suelo sobrante se limpia con una espátula, el suelo adherido a la superficie exterior de la cápsula se saca cuidadosamente.
- Pesar inmediatamente la cápsula con la muestra húmeda y anotar el peso. Dejar secando al aire hasta que la muestra cambie de color a más claro. Luego, secar a estufa a 110°C hasta peso constante y pesar. Pesar la cápsula vacía. El volumen de la cápsula se determina llenándola con mercurio hasta rebasarla, se saca el exceso de mercurio empujando una placa de vidrio sobre la cápsula. Se pesa el mercurio que quedó en la cápsula y se calcula el volumen que éste ocupaba. Este es el volumen de la muestra de suelo húmeda: V .
- Determinar el volumen de la muestra seca midiendo el volumen de mercurio que ella desplaza, del modo siguiente: llenar la cápsula grande con mercurio hasta rebasarla, sacar el exceso de mercurio presionando firmemente sobre el tope de la cápsula con un vidrio, todo el mercurio que se adhiere al exterior debe sacarse cuidadosamente. Levantar el vidrio y poner ahora la muestra seca sobre el mercurio y sumergirla usando la placa de vidrio. Evitar la formación de burbujas de aire entre el mercurio y la muestra. Presionar la placa firmemente, el mercurio que cae se recibe en una porcelana y se pesa. Se calcula el volumen de la muestra seca: V_0 .
- Calcular el contenido de humedad de la muestra al comenzar el ensayo.

$$w = \frac{P - P_0}{P_0} \times 100 \quad (2.2)$$

donde w es el contenido de humedad inicial de la muestra (%), P es el Peso de la muestra húmeda (gr) y P_0 el peso de la muestra secada al horno (gr).

El límite de contracción puede definirse como el contenido de humedad que es justo necesario para llenar de agua los huecos de un suelo previamente secado al horno. Según esta definición, la humedad del Límite de Contracción se calcula del modo siguiente:

$$LC = w - \frac{V - V_0}{P_0} \gamma_w \times 100 \quad (2.3)$$

donde γ_w es el peso unitario del agua (gr/cm^3), LC denota al Límite de Contracción, V es el volumen de la muestra húmeda (cm^3) y V_0 es el volumen de la muestra seca al horno (cm^3).

2.3.8. Errores frecuentes

Los errores más importantes que pueden cometerse en los ensayos de determinación de los límites de Atterberg son los siguientes:

- Preparación incompleta de las muestras, por insuficiente curado o mezcla del suelo con el agua.
- Variación de las humedades por manejo inapropiado de las muestras en el proceso de pesaje.
- Ajuste incorrecto de la máquina y del acanalador en el límite líquido.
- Corte incorrecto de la grieta en el límite líquido.
- Apreciación errónea del cambio de estado físico en el límite plástico.
- Presencia de burbujas de aire en la muestra del límite de contracción.
- Secar el suelo antes de efectuar los ensayos. En algunos suelos el secado al horno, o incluso el aire, puede alterar de manera irreversible su estructura cristalina y, por lo tanto, variar los resultados de los ensayos. En Chile en particular puede citarse a los suelos de origen volcánico (trumados y suelos alófanicos) que presentan dicha característica.

2.3.9. Índice de liquidez y actividad

Los Límites de consistencia de un suelo entregan información de gran utilidad, no únicamente para clasificarlos adecuadamente, sino que también porque por sí mismos, o junto con otras propiedades de índice como el contenido de humedad, permiten estimar diversas propiedades de ingeniería de un suelo.

Algunos índices de interés práctico son los siguientes:

- **Índice de Liquidez (IL):**

$$IL = \frac{w - w_P}{I_p} \quad (2.4)$$

donde w es la humedad natural (%)

- **Actividad:**

$$A_c = \frac{I_p}{P_{(0,002mm)}} \quad (2.5)$$

donde $P_{(0,002mm)}$ es el porcentaje de partículas de tamaño arcilla.

Por otro lado, los límites de consistencia se correlacionan en mayor o menor grado con las siguientes propiedades de ingeniería:

-
- Permeabilidad
 - Grado de pre-consolidación
 - Coeficiente de consolidación virgen
 - Potencial de hinchamiento
 - Ángulo de resistencia al corte
 - Compresibilidad

Capítulo 3

Compactación de Suelos: Proctor Normal

Índice

3.1. Introducción	26
3.2. Definiciones	26
3.2.1. Humedad óptima	27
3.2.2. Líneas de saturación	27
3.2.3. Energía de compactación	28
3.3. Ensayo Proctor Normal	29
3.3.1. Equipo	29
3.3.2. Preparación de la muestra	30
3.3.3. Ejecución del ensayo	30
3.3.4. Cálculos	31
3.3.5. Errores frecuentes	31
3.4. Compactación en problemas prácticos	32

3.1. Introducción

En muchos proyectos de ingeniería, el suelo se compacta a un estado más denso para mejorar sus propiedades ingenieriles. En general, se compactan por medios mecánicos como rodillos (Fig.3.1a), dejando caer en forma repetida un gran masa sobre el suelo (Fig.3.1b), o bien equipos que aplican golpes repetidos y/o vibraciones (Fig.3.1c). La densidad que se desea alcanzar mediante el proceso de compactación se define por medio de dos ensayos de laboratorio: el ensayo *estándar* y el *modificado* de compactación. El origen de estos ensayos se remontan a los trabajos de Proctor (1933) quién desarrolló el ensayo básicamente para controlar faenas de compactación (Proctor Normal). Con la mejora de los equipos de compactación, se logró transferir mayor *energía de compactación* al suelo lo que originó el ensayo Proctor Modificado.



Figura 3.1: Equipos para compactación

3.2. Definiciones

El objetivo de la compactación es dar un tratamiento al suelo para mejorar algunas de sus propiedades de modo permanente. Generalmente se busca aumentar su resistencia y disminuir su compresibilidad aumentando su peso seco γ_d . Conceptualmente, un suelo consiste en una mezcla de tres fases: sólida (partículas), fluida (agua) y gaseosa (aire). Desde un punto de vista esquemático, esta distribución se presenta en la Fig.3.2a. Cada una de estas fases ocupa un volumen V_s , V_w y V_a , y posee un peso W_s , W_w , W_a , para sólido, fluido y aire, respectivamente.

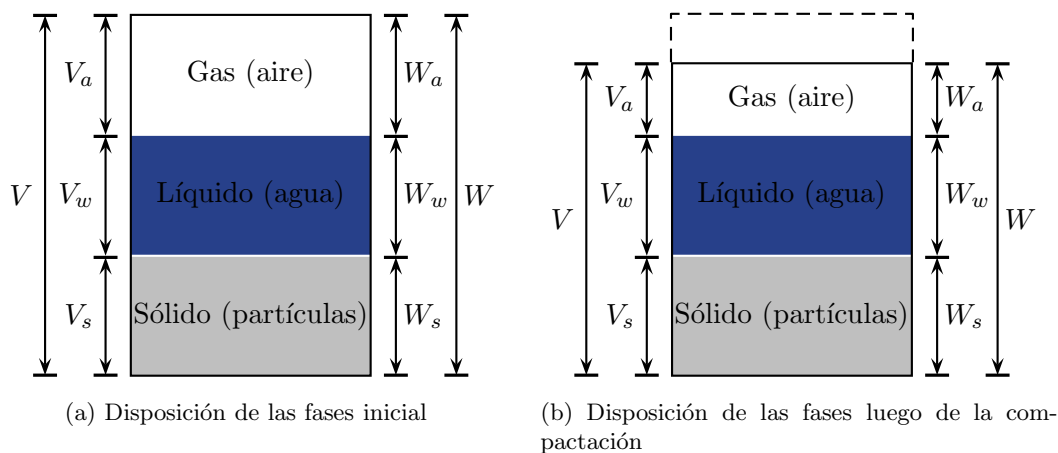


Figura 3.2: Idealización del proceso de compactación

Desde un punto de vista conceptual, *compactación* de un suelo se refiere a la reducción de su volumen mediante la expulsión de “aire”, es decir, la reducción de cantidad/tamaño de poros que

están fundamentalmente llenos de aire¹ (Fig.3.2b). Esta reducción del volumen de aire (V_a) tiene un efecto marginal sobre la humedad w del suelo² y no afecta el volumen de la fase sólida. Desde un punto de vista teórico, un proceso de compactación “ideal” debería ser capaz de eliminar completamente el volumen ocupado por el aire V_a . Sin embargo, en la práctica esto es imposible y se intenta conseguir el mínimo posible. Una de las grandes diferencias con el fenómeno de *consolidación* radica en el tiempo que tarda que ocurrir esta reducción de volumen. En el caso de consolidación, los tiempos pueden ser muy largos dependiendo de las características de permeabilidad del medio. En el caso de compactación, esta reducción de volumen es prácticamente instantánea para fines prácticos.

3.2.1. Humedad óptima

La humedad que posee un suelo juega un rol importante en el proceso de compactación (Fig.3.3). En efecto, incluso a muy baja humedad los granos del suelo siempre están recubiertos por una capa muy delgada de agua. Un pequeño aumento en el contenido de humedad de un suelo tiende a aumentar la repulsión entre las partículas y de esta forma facilitar la reorganización del material. Por debajo de un cierto valor, la adición de agua facilita la expulsión de aire incrementando la densidad seca del material. Por sobre dicho valor, el exceso de agua tiende a empujar los granos entre ellos reduciendo la densidad debido a la incompresibilidad del agua frente a la del esqueleto sólido. Luego, la humedad para la cual se consigue la densidad seca máxima se denomina humedad óptima en el sentido que permite alcanzar la densidad seca máxima (índice de vacíos mínimo). Es importante mencionar que ni el peso unitario máximo (o densidad máxima), así como la humedad óptima de compactación, no son propiedades intrínsecas de un suelo. Por lo tanto, varían según sea el sistema y la energía de compactación aplicada. En consecuencia, existen numerosos procedimientos para determinar una densidad máxima y una humedad óptima de un suelo.

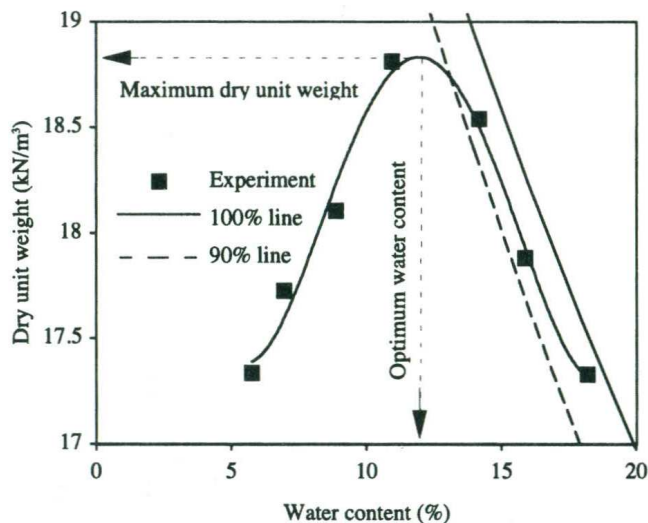


Figura 3.3: Curva de compactación (Bardet, 1997)

3.2.2. Líneas de saturación

El peso unitario seco γ_d , el peso total unitario total γ , el contenido de humedad w y el grado de saturación S_r se pueden relacionar mediante:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} = \gamma_w \frac{G_s}{1 + G_s \frac{w}{S_r}} \quad (3.1)$$

¹en el caso de suelos saturados se habla de *consolidación* cuando el volumen del suelo es reducido mediante la expulsión del agua que llena los poros

² $w = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \%$

donde G_s es el peso de los granos relativo al agua. La Eq.3.1 permite definir lo que se conoce como *líneas de saturación*. La Fig.3.4 presenta tres líneas de saturación para $S_r = 100, 90$ y 70% , considerando $G_s = 2,65$ y $\gamma_w = 9,8 \text{ kN/m}^3$. En dichas curvas se observa la reducción del peso seco γ_d en función del contenido de humedad w . Por otro lado, para un contenido de humedad fijo, el valor de γ_d crece con el grado de saturación S_r . Ya que la saturación no puede superar el 100% , cualquier par $w-\gamma_d$ medido, debe ubicarse a la izquierda de la línea de saturación del 100% . Por lo tanto, la línea de $S_r = 100\%$ define la cota superior para cualquier curva de compactación.

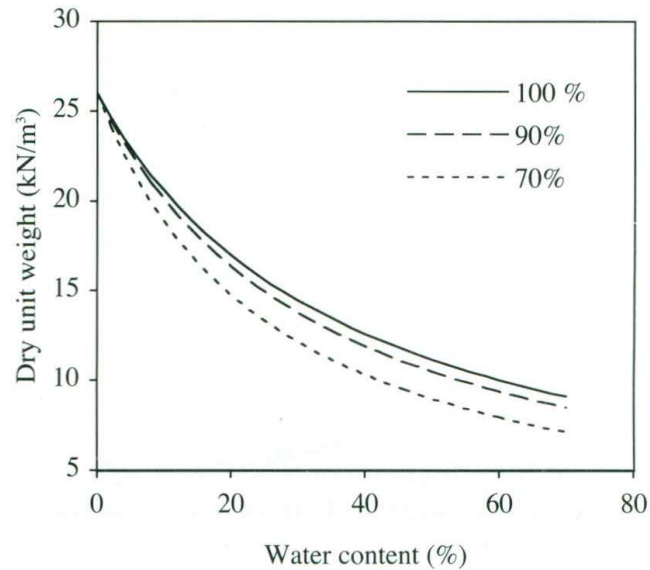


Figura 3.4: Líneas de saturación (Bardet, 1997)

De acuerdo a los resultados de la Fig.3.3, la rama descendente de la curva de compactación se ubica entre las líneas de 90% y 100% de saturación. La línea de saturación del 100% se suele agregar al de la curva de compactación como control, de forma de contrastar el resultado experimental con los máximos teóricos.

3.2.3. Energía de compactación

Las modalidades más usuales de ejecución del ensayo de compactación se resumen en la Tab.3.1. El método de compactación varía según el peso, tamaño y la altura de caída del pisón. Además, varía la altura del molde, el ancho el número de capas, así como la cantidad de golpes transmitida. El trabajo E (o energía de compactación) ejercido por el pisón por unidad de volumen de suelo se estima según:

$$E = W_r \frac{H}{V} N_B N_L \quad (3.2)$$

donde W_r es el peso del pisón, H es la altura de caída, V el volumen de suelo compactado, N_B el número de golpes por capa y N_L el número de capas. De acuerdo a los valores indicados en la Tab.3.1, la energía E transmitida en el ensayo Modificado es casi 4,5 veces la del ensayo Normal. Como se muestra en la Fig.3.5, la relación entre la densidad y el contenido de humedad está altamente influenciada por la energía de compactación. Como se puede intuir, mayores energía de compactación permiten alcanzarse mayores densidades secas (menores índices de vacíos). Los ensayos Modificados por lo tanto, generan mayores densidades que los ensayos Normales.

En el procedimiento inicialmente establecido por Proctor, el suelo se compacta en un molde de 10 cm de diámetro, en tres capas sucesivas. Cada una de estas capas se compacta con 25 golpes de un pisón de $2,5 \text{ kgf}$ y 5 cm de diámetro basal, dejándolo caer desde 30 cm . Se determina la densidad seca lograda y la humedad empleada y se repite el ensayo con humedades diferentes hasta obtener la curva de humedad-densidad. Para suelos de tamaño máximo $4,76 \text{ mm}$, se puede usar un molde de 10 cm

Tabla 3.1: Resumen de procedimientos de compactación

Tipo de ensayo	Pisón			Molde		Número de capas	Número de golpes	Energía kJ/m ³
	Peso kg	Diámetro cm	Altura de caída cm	Diámetro cm	Volumen l			
Normal ^a	2,5	5	30	10	0,94	3	25	592
Normal ^b	2,5	5	30	15	2,12	3	56	589
Modificado ^a	4,5	5	46	10	0,94	5	25	2695
Modificado ^b	4,5	5	46	15	2,12	5	56	2683

^aCorresponde a las Normas AASHO T-99 y ASTM D-698

^bCorresponde a las Normas AASHO T-180 y ASTM D-1557

(4") de diámetro; si el tamaño máximo es 19 mm ($\frac{3}{4}$ "), se usa un molde de 15 cm (6") de diámetro. Se acepta usar el mismo molde de 15 cm de diámetro aún si el suelo tiene tamaño máximo 76,2 mm (3") pero en este caso se debe reemplazar la porción de suelo con partículas de tamaño entre 19 y 76,2 mm por igual peso de la fracción del suelo original entre 4,76 y 19 mm.

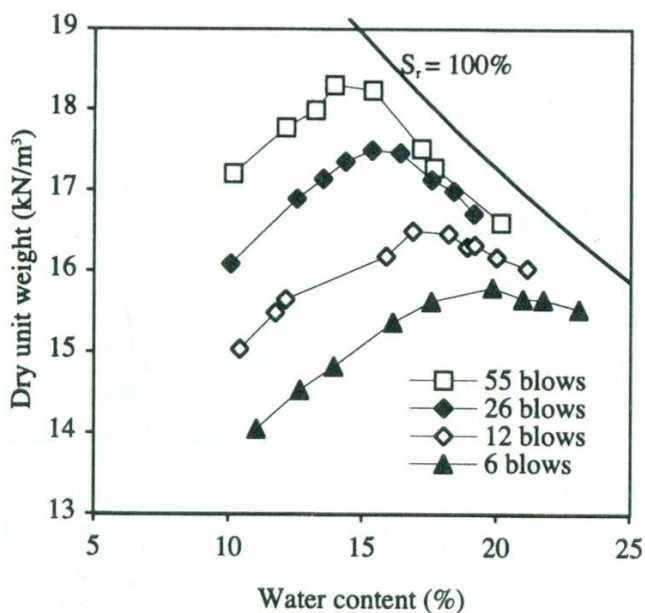


Figura 3.5: Influencia del número de golpes en la densidad seca máxima para un ensayo Proctor Modificado en una arcilla limosa (Bardet, 1997)

3.3. Ensayo Proctor Normal

Como se indicó en §3.2, el ensayo de compactación se emplea para determinar una relación entre el contenido de humedad y el peso seco que se puede obtener mediante el procedimiento. El objetivo es determinar la humedad óptima que permite obtener el peso seco máximo. En el presente documento se describe el procedimiento para efectuar el ensayo de compactación Proctor Normal en molde de 10 cm de diámetro.

3.3.1. Equipo

El equipo a emplear para la ejecución del ensayo se compone de:

1. Molde cilíndrico (Fig.3.6a) de 10 cm (4") de diámetro y 0,94 l ($\frac{1}{30}$ ft³) de volumen, con un anillo de extensión de 5 cm de alto y una placa metálica desmontable en la base, de 1,2 cm de espesor.
2. Pisón compactador (Fig.3.6b) de 2,5 kg (5,5 lb), 5 cm (2") de diámetro basal y 30 cm (12") de altura de caída.
3. Barra de acero (Fig.3.6b) de sección rectangular y 30 cm de largo, aproximadamente.
4. Balanzas, de 12 kg de capacidad y 0,005 kg de precisión y otra de 100 gr de capacidad y 0,1 gr de precisión.
5. Horno secador de temperatura controlada a 110°C.
6. Tamiz ASTM N° 4
7. Otros: bandejón metálico, poruña, herramientas mezcladoras, agua, etc.



(a) Molde Proctor



(b) Pisones y barras

Figura 3.6: Parte del equipo empleado para el ensayo Proctor Normal

Se debe medir en forma exacta el volumen interior del molde a emplear en el ensayo de compactación, típicamente se mide su diámetro y altura interior asumiendo que es razonablemente regular.

3.3.2. Preparación de la muestra

1. Se seca al aire una cantidad de suelo suficiente como para ocupar unos 2,5 kg en cada determinación de un punto en la curva de compactación. Se requiere de un mínimo de 5 determinaciones, al menos dos bajo la humedad óptima y dos sobre la humedad óptima.
2. Se separan las partículas del suelo usando un pisón o martillo de goma, teniendo cuidado de no moler los granos individuales.
3. Tamizar el suelo en la malla N°4 y anotar los pesos del material retenido y tamizado. Eliminar el material retenido en malla N°4.

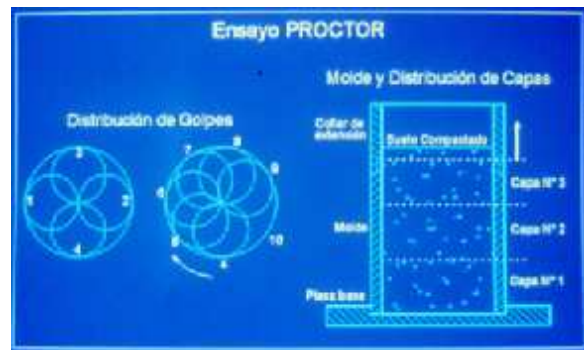
3.3.3. Ejecución del ensayo

1. Mezclar una porción de aproximadamente 2,5 kg de suelo con la cantidad de agua necesaria para obtener la humedad deseada, teniendo en cuenta la humedad del suelo secado al aire. Homogeneizar bien la mezcla.
2. Se pesa el molde cilíndrico, se amarra a su placa base y se le acopla el collar de extensión. Apoyar el conjunto sobre una base rígida y maciza.

3. Depositar dentro del cilindro aproximadamente un tercio de la porción de suelo preparada en (1) y nivelar la superficie del suelo (Fig.3.7a).
4. Compactar la capa con 25 golpes del pisón de 2,5 kg dejándolo caer desde 30 cm. Los golpes deben repartirse uniformemente sobre la superficie de la capa (Fig.3.7b).
5. Se repiten los pasos (3) y (4) con una segunda y tercera capa. Una vez compactada, la superficie de la tercera capa deberá estar dentro del anillo de extensión, entre 0,5 y 1,5 cm sobre el nivel superior del molde.
6. Retirar el anillo de extensión. Usando la barra metálica emparejar la superficie removiendo el suelo que está sobre el nivel superior del molde.
7. Retirar el molde de la placa base y pesar el molde con el suelo, con precisión de 1 gr.
8. Sacar el suelo del molde y determinar su contenido de humedad en dos porciones representativas, una de la parte superior de la muestra y otra de la parte inferior.
9. Repetir los pasos (1) al (8) para las 4 porciones restantes preparadas en §3.3.2.



(a) Nivelación de la superficie del suelo



(b) Posición de los golpes

Figura 3.7: Ejecución del ensayo

3.3.4. Cálculos

1. Para cada determinación calcule la humedad y el peso unitario seco del suelo compactado.
2. Graficar los resultados de humedad, en abscisas, y peso unitario seco de las probetas en ordenadas. Trazar una parábola por los puntos del gráfico y determinar la humedad óptima y el peso unitario seco máximo del suelo en el ensayo de compactación Proctor Normal (Fig.3.8).
3. Para un rango de pesos unitarios que comprenda a los obtenidos en el ensayo, calcular los valores de humedad que corresponden al 100% de saturación del suelo. Dibujar en el gráfico del punto (2) la curva de saturación 100%. Debe comprobarse que la rama descendente de la parábola es aproximadamente paralela a la línea de saturación 100% (§3.2.2), pero en ningún caso puede interceptar dicha curva.

3.3.5. Errores frecuentes

La siguiente lista describe los errores más usuales de la ejecución de un ensayo de compactación:

- Al preparar el suelo, no desmenuzar bien los terrones de suelo.

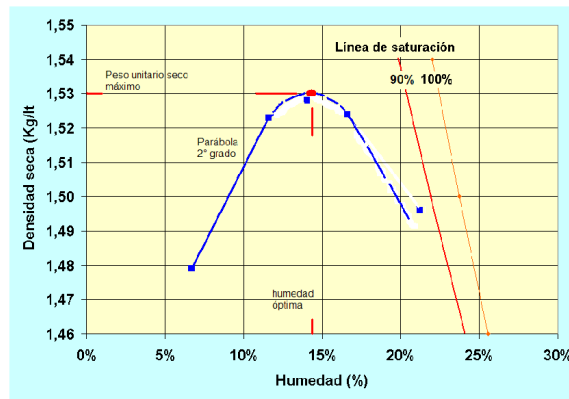


Figura 3.8: Curva humedad-densidad típica de un ensayo Proctor

- Mezclado heterogéneo del agua con el suelo.
- Distribución no uniforme de golpes de compactación.
- Insuficiente cantidad de determinaciones para definir la curva humedad-densidad.
- El secado excesivo del suelo puede alterar permanentemente la estructura de algunos de sus componentes finos.
- Se puede aceptar que una misma porción de suelo sea utilizada para determinar todos los puntos de la curva humedad-densidad siempre que se haya comprobado que dicho procedimiento no altere la granulometría del suelo (ruptura de partículas).

3.4. Compactación en problemas prácticos

El suelo que se pone en rellenos artificiales tales como los empleados para base de pavimentos (Fig.3.9), terraplenes, presas de tierra, o relleno bajo fundaciones, se compacta en una condición densa con el objeto de aumentar su resistencia, disminuir su compresibilidad o su permeabilidad. Los ensayos de compactación en laboratorio entregan la información básica para determinar las condiciones de humedad y densidad a las cuales debe compactarse un relleno para lograr las propiedades de ingeniería deseadas; esta información sirve también para controlar que el relleno se construye en terreno de acuerdo a lo proyectado.



^apara la compactación de bases de pavimentos se suele emplear rodillos de 3 a 7 ton, que vibran a una frecuencia de 1200 RPM mediante 2 a 4 pasadas por capas de 20 a 30 cm de suelo

Figura 3.9: Compactación de suelo con rodillo vibratorio en bases de pavimentos^a

En la etapa de diseño de un relleno se puede hacer el ensayo que se requiera (resistencia al corte, consolidación, compresión triaxial, CBR, permeabilidad, u otro) sobre probetas compactadas con diferente humedad de preparación o bien con diferente energía de compactación. Los resultados de estos ensayos forman la base para el diseño y son el elemento fundamental del control de obra.

Capítulo 4

Ensayo de compresión no confinada

Índice

4.1. Introducción	36
4.2. Descripción del ensayo	36
4.2.1. Cuidados especiales	39
4.2.2. Cálculos	39
4.2.3. Empleo de los resultados	40

4.1. Introducción

Como cualquier otro material, el suelo “falla” en algún momento cuando se le aplica incrementalmente una carga de corte. El suelo, no es capaz de admitir cargas más allá de su resistencia al corte y experimenta gran deformación cuando alcanza este valor. La resistencia al corte de un suelo es uno de los aspectos fundamentales a considerar en el diseño de cualquier obra geotécnica, como por ejemplo en la estimación de la resistencia de fundaciones, la estimación de empujes sobre un muro de contención, el análisis de estabilidad de pendientes o de presas de tierra.

El objetivo del presente laboratorio es el de determinar la resistencia al corte de un suelo mediante el ensayo de compresión axial de un suelo cohesivo en estado natural, o remoldeado y compactado, ensayado sin presión de confinamiento y a velocidad de deformación controlada.

Los elementos fundamentales de la teoría de resistencia al corte de un suelo forman parte de los contenidos de las cátedras del curso, por lo que nos limitaremos en lo que sigue directamente a describir la preparación, ejecución e interpretación del ensayo de compresión no confinada.

4.2. Descripción del ensayo

En la ensayo de compresión no confinada es una forma rápida de obtener en forma aproximada la resistencia al corte no drenada S_u de un suelo fino. Como se ilustra esquemáticamente en la Fig.4.1a, la muestra cilíndrica de suelo se carga axialmente sin ningún tipo de soporte lateral. Asumiendo que no hay roce entre la placa de carga (Fig.4.1b) y el suelo, sólo se transmite un esfuerzo principal vertical mayor σ_I , mientras que los otros esfuerzos principales (horizontales) son nulos por condición de superficie libre $\sigma_{II} = \sigma_{III} = 0$.

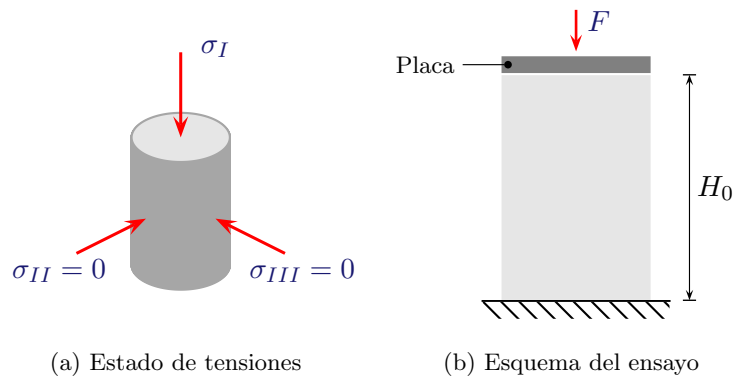


Figura 4.1: Idealización del ensayo de compresión no confinada

En el caso práctico, siempre existe algo de roce entre la placa y el suelo, por lo que se desarrolla algo del corte en el material. Asumiendo que el estado de tensiones es homogéneo dentro de la muestra, la tensión vertical principal puede ser estimada como:

$$\sigma_I = \frac{F}{A} \quad (4.1)$$

donde F es la carga vertical aplicada y A es el área promedio de la sección transversal de la muestra. Si con la aplicación de la carga la placa desciende ΔH , la deformación unitaria vertical de la muestra ε puede ser calculada como:

$$\varepsilon = \frac{\Delta H}{H_0} \quad (4.2)$$

donde H_0 es la altura inicial de la probeta.

Una muestra de suelo que se ensaya en compresión no confinada está constituida usualmente por material fino, completa o parcialmente saturado, de baja permeabilidad. Si la carga se ejecuta suficientemente rápido, la muestra se deforma prácticamente a volumen constante en condiciones no drenadas. Luego, toman lugar variaciones de la presión poros que no tienen tiempo de ser disipadas. En términos comparativos, el ensayo de compresión no confinada es un caso especial de un ensayo de compresión triaxial no drenado y no confinado, que tiene la gran ventaja de requerir de un equipo mucho más sencillo ya que no requiere confinamiento lateral.

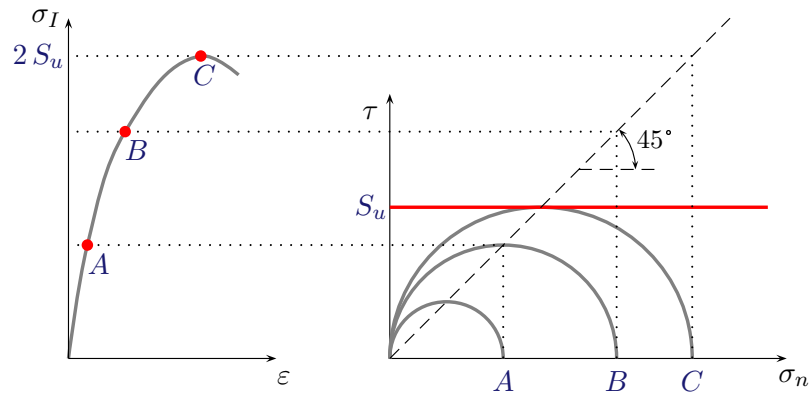


Figura 4.2: Resultados del ensayo de compresión no confinada

La Fig.4.2 muestra los resultados típicos de esfuerzos y deformaciones de un ensayo de compresión no confinada. Al inicio del ensayo, el material se encuentra completamente descargado, de forma que el estado del material se reduce al origen (un punto) en el plano de Mohr-Coulomb en tensiones totales. Progresivamente la carga crece, el círculo se expande en el sentido horizontal ($A \rightarrow B \rightarrow C$) hasta alcanzar la ruptura en el punto C . Durante la carga, el extremo izquierdo del círculo queda fijo en el origen del plano de Mohr-Coulomb. Para interpretar el ensayo, el material se asume puramente cohesivo de forma que la envolvente en la falla es una recta horizontal que cruza al eje del corte en $\tau = S_u$. En la ruptura, el valor de tensión vertical impuesta σ_I es igual al doble de la resistencia al corte no drenada: $\sigma_I = 2 S_u$ en C .

Ya que el ensayo no se efectúa con medición de presión de poros y se puede obtener un único círculo en la falla, no es factible de ser empleado para determinar las propiedades de resistencia al corte drenada c' y ϕ' .

Una vez preparada la probeta de ensayos, se mide y se pesa. Luego se monta al centro de la base inferior del equipo de ensayos (Fig.4.3a). La prensa de ensayos tiene dos placas circulares para transmitir la carga a la probeta. La placa inferior está conectada a un sistema de engranajes para levantar la probeta y comprimirla contra la placa superior. La placa superior se conecta a un anillo calibrado, el cual actúa como resorte, de manera que la carga aplicada es proporcional a la deformación del anillo. La deformación axial de la probeta se mide con un dial que registra el cambio de distancia entre las bases de apoyo.

A continuación se ajusta la elevación de la placa inferior hasta que la probeta entre en contacto con la placa superior y se anotan las lecturas iniciales de los diales de carga y de deformación, o bien se taran en cero.

Durante el ensayo, la base inferior se levanta a velocidad constante para obtener una velocidad de deformación axial de 0,5 a 2 % por minuto y se registra la carga, la deformación y el tiempo a intervalos regulares como para definir adecuadamente la curva tensión-deformación. Se debe incrementar la deformación axial hasta que la carga disminuya o bien hasta lograr una deformación unitaria de 15 %, siendo ambas condiciones alternativas para definir la rotura de la probeta.

Terminado el ensayo se determina el contenido de humedad de la muestra. Si se ha ensayado una muestra inalterada sobre la cual se se efectuará de nuevo el suelo remoldeando la probeta, la humedad se mide a partir de los recortes de suelo sobrantes durante la preparación de la probeta.



(a) Equipo compresión no confinada tradicional



(b) Muestra ensayada con plano de rotura

Figura 4.3: Equipo y muestra ensayo de compresión no confinada

La Fig.4.3b muestra la probeta después de ensayada. Es conveniente tomar una foto o dibujar un croquis de la probeta rota y, si se ha desarrollado un plano de rotura, anotar la inclinación de dicho plano.



(a) Amasado del material



(b) Compactación del material



(c) Equipo para la extracción de la muestra compactada

Figura 4.4: Preparación muestra remoldeada

Para hacer el ensayo de una probeta remoldeada ésta debe ser preparada a igual densidad y humedad que la muestra inalterada. Esto se logra partiendo por desmenuzar prolijamente la muestra inalterada que se ensayó, moliéndola dentro de una envoltura impermeable para que no pierda su humedad (Fig.4.4a). Luego, una cantidad previamente pesada del suelo se recompacta en un molde cilíndrico de dimensiones conocidas para obtener la densidad requerida (Fig.4.4b). La compactación debe hacerse con cuidado para obtener una muestra uniforme. La foto Fig.4.4c muestra el procedimiento para extraer la muestra recompactada desde el molde partido, es preferible empujarla y sacarla por extrusión en vez de intentar abrir el molde, ya que se arriesga romper la probeta si ella se adhiere a las paredes del molde. Después de pesar la probeta así preparada, ella se monta en el equipo de ensayos y se carga hasta la rotura, repitiendo los pasos ya descritos. Al final del ensayo, se mide la humedad de la probeta remoldeada.

4.2.1. Cuidados especiales

Los resultados del ensayo se alteran significativamente si la estructura del suelo es alterada o si el suelo varía su contenido de humedad. Debido a ello es importante asegurar la preparación de una muestra inalterada. Las mejores muestras pueden obtenerse de bloques que son excavados manualmente desde las paredes o el piso de un pozo de reconocimiento, protegidas convenientemente contra el cambio de humedad y trasladadas en envases protegidas contra golpes.

Para mantener el contenido de humedad, es posible proteger el manto de la muestra con una membrana de goma, igual a la usada en el ensayo de compresión triaxial. En forma adicional, las bases se pueden sellar con placas de plástico o metálicas que queden también cubiertas por la membrana de goma.

4.2.2. Cálculos

El cálculo de la deformación axial ε se efectúa con la ayuda de la expresión (4.2) expresando los resultados a una precisión del 0,1%. La altura inicial H_0 y su variación ΔH se suele expresar en milímetros.

Suponiendo que el volumen de la probeta permanece constante (condición no drenada) y que la deformación radial es uniforme en toda su altura, el área neta promedio A en cualquier momento del ensayo se puede calcular mediante:

$$A = \frac{A_0}{1 - \frac{\varepsilon}{100}} \quad (4.3)$$

donde A_0 es la sección transversal inicial (usualmente en cm^2) y la deformación axial se expresa en porcentaje.

La tensión vertical promedio en la probeta σ_I se determina mediante la expresión (4.1) con una precisión de $0,01 \text{ kgf/cm}^2$ (ó 1 kPa). El cálculo de la carga F aplicada (en kgf ó N) tiene que ver con el desplazamiento registrado en el dial del equipo:

$$F = k \Delta D \quad (4.4)$$

donde k es la rigidez del anillo del equipo (en kgf/mm por ejemplo) y ΔD es la medida del dial medida en unidades compatibles con la rigidez.

Es conveniente llevar a un gráfico los resultados de la presión axial, en ordenadas, en función de la deformación axial unitaria (en abscisas). De este gráfico, como el que se muestra en la Fig.4.2, se puede obtener la resistencia a la compresión. Existen dos posibilidades relativas a la definición de resistencia a la compresión, en algunas ocasiones la curva muestra claramente un peak (usual en materiales pre-consolidados), pero en otros casos la aparición de este peak no es clara (en general en suelo normalmente consolidados) y se define la resistencia como la tensión obtenida a una deformación axial del 15%. En general, se toma lo que ocurra primero durante la ejecución del ensayo

4.2.3. Empleo de los resultados

En principio, el ensayo de compresión simple permite obtener directamente la "cohesión" de una arcilla inalterada y saturada, para la condición de carga no drenada. Este parámetro se denomina *cohesión no drenada* c_U o bien *resistencia al corte no drenada* S_U . Empleando el criterio de rotura de Mohr Coulomb (Fig.4.2) se obtiene:

$$S_u = \frac{q_{un}}{2} \quad (4.5)$$

donde q_{un} es la consistencia o resistencia a la compresión simple o no confinada de la muestra inalterada.

Los resultados de este ensayo se pueden emplear directamente en todas las situaciones en que interesa la resistencia no drenada de una arcilla saturada, sometida a una carga monótonica, es decir, cuando la velocidad de carga es relativamente rápida respecto a la permeabilidad y la distancia de drenaje. En general, la consistencia de una arcilla inalterada y saturada es un parámetro básico para el cálculo de la capacidad de carga de fundaciones y la estabilidad de taludes a corto plazo.

Si se ha medido la resistencia a la compresión de la probeta tanto inalterada (q_{un}) como remoldeada (q_{ur}), se puede calcular la *sensitividad o sensibilidad* de la arcilla S_t , como:

$$S_t = \frac{q_{un}}{q_{ur}} \quad (4.6)$$

Este parámetro de alguna forma mide la variación de la resistencia del material en función de la estructura o la "fábrica" del suelo. Cuando la probeta se remoldea, pierde su estructura original y se obtiene una reducción de la resistencia al corte aún cuando se mantenga la humedad. La Fig.4.5 muestra los resultados de dos ensayos de compresión no confinada sobre una misma arcilla limosa donde se aprecia claramente la reducción de la resistencia a la compresión. La Tab.4.1 muestra algunos valores usuales del parámetro S_t .

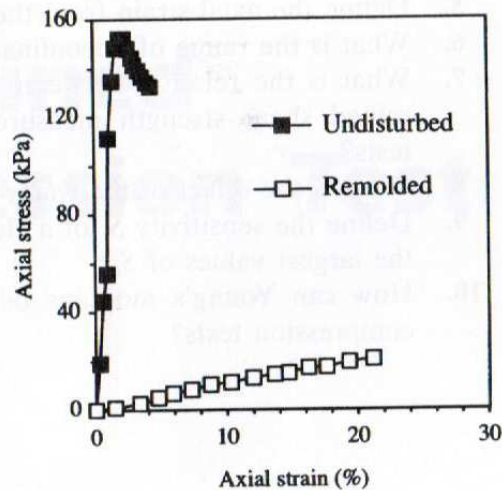


Figura 4.5: Resultados de dos ensayos de compresión no confinada sobre una arcilla limosa inalterada y remoldeada (Bardet, 1997)

Tabla 4.1: Rangos generales de sensibilidades de arcillas

Comportamiento de la arcilla	Rango de variación de S_t
Insensible o que no se ve afectada cuando se la remoldea	$S_t < 2$
Moderadamente sensible	$2 < S_t < 4$
Sensible	$4 < S_t < 8$
Muy sensible	$8 < S_t < 16$
Ultrasensible (se convierten en líquidos viscosos)	$S_t > 16$

Apéndice A

Formularios

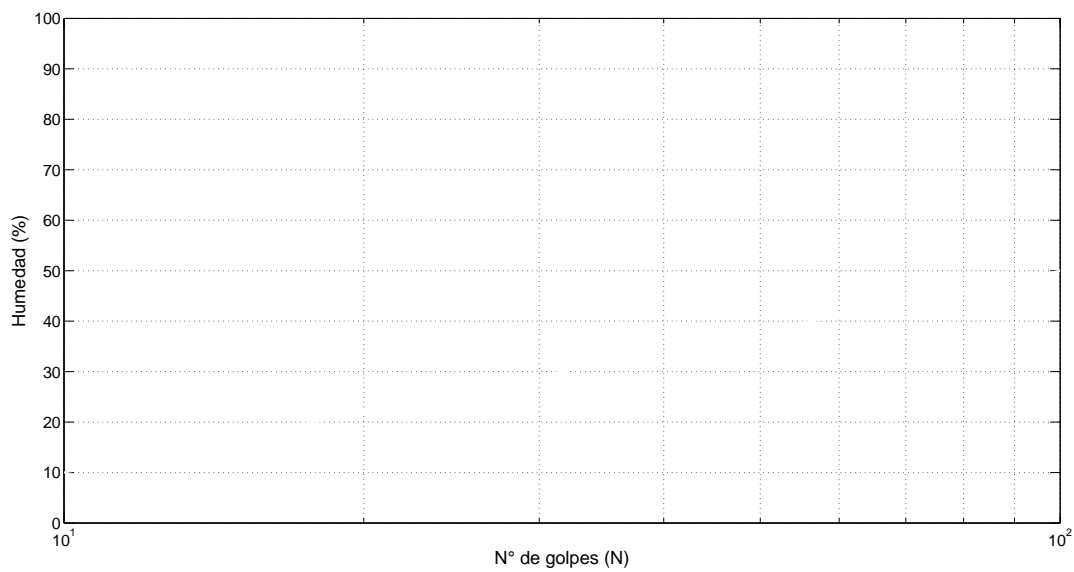
A.1. Límites de Atterberg

Cápsula	Límite líquido			Límite plástico		
Cápsula + suelo húmedo (gr)						<i>A</i>
Cápsula (gr)						<i>B</i>
Agua (gr)						<i>C</i>
Peso suelo seco (gr)						<i>A - B</i>
Humedad (%)						<i>B - C</i>
N° de Golpes						$\frac{A-B}{B-C} \times 100$

Límite Líquido = _____

Límite Plástico = _____

Índice de Plasticidad = _____



A.2. Límite de Contracción

Ubicación				
Muestra N°				
Cápsula N°				
Peso del mercurio desplazado (gr)				P
Suelo húmedo + cápsula (gr)				A
Suelo seco + cápsula (gr)				B
Agua (gr)				$A - B$
Volumen de la muestra seca (cm ³)				$C = \frac{P}{13,6}$
Agua + volumen de la muestra seca				$A - B + C$
Volumen cápsula (cm ³)				D
Agua que no contrajo				$A - B + C - D$
Peso muestra seca				E
Límite de contracción				$\frac{A-B+C-D}{E} \times 100$
Humedad inicial (%)				$\frac{A-D}{E} \times 100$

A.3. Ensayo de compactación Proctor

Constantes del Ensayo	
Cilindro N° - Peso (gr) _____	Densidad de los sólidos _____
Volumen del cilindro (l) _____	N° de golpes por capa - N° de capas -
Pisón: - Normal - Modificado	Reemplazo: _____
Procedimiento: Método A - Método B - Método C - Método D -	

Datos de compactación				
Agua agregada (cm ³)				
Peso molde + Suelo húmedo (kg)	<i>A</i>			
Peso molde (kg)	<i>B</i>			
Peso suelo húmedo (kg)	<i>A - B</i>			
Densidad húmeda (kg/l)	$\gamma = \frac{A-B}{V}$			
Humedad y densidad				
Cápsula N°				
Cápsula + suelo húmedo (gr)	<i>C</i>			
Cápsula + suelo seco (gr)	<i>D</i>			
Peso cápsula (gr)	<i>E</i>			
Agua (gr)	<i>C - D</i>			
Suelo seco (gr)	<i>D - E</i>			
Humedad (%)	$w = 100 \frac{C-D}{D-E}$			
Densidad seca (kg/l)	$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \frac{w}{100}}$			

Bibliografía

Bardet, J. (1997). *Experimental Soil Mechanics*. Prentice-Hall, New Jersey, USA.