



UNIVERSIDAD DEL AZUAY

FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

**Elaboración de guías metodológicas para ensayos de
laboratorio de la asignatura de Mecánica de Suelos de la
Universidad del Azuay**

**Trabajo de graduación previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

Autores:

ADRIANO PAOLO GUERRERO ABRIL

ESTEBAN DAVID LIMA RODAS

Director:

ROLANDO ARMAS NOVOA

CUENCA-ECUADOR

2018

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de grado a mis padres Ruth Inés Abril Mogrovejo y Pedro Pablo Guerrero Aguirre, quienes siempre me apoyaron incondicionalmente en el camino para poder llegar a ser un profesional.

A mis hermanos Diego Ismael, Pablo Andrés, mis tíos Felipe e Iván Abril y demás familiares que me brindaron diariamente su apoyo en el transcurso de mi carrera universitaria.

Adriano Paolo Guerrero Abril

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de grado a mi mami Blanca Margarita Rodas Cárdenas, a mis abuelitos Jesús Concepción Cárdenas Matute y Carlos Daniel Rodas Bermeo, quienes me apoyaron incondicionalmente en el objetivo que me he planteado.

A mis familiares, a quienes verdaderamente me demostraron su afecto y me apoyaron en las diferentes etapas de mi vida.

Esteban David Lima Rodas

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quiero agradecer a mi Creador, porque me ha dado todo lo necesario para llegar a culminar mi carrera profesional. A mis padres Pablo y Ruth por haberme dado todo su amor y paciencia durante todo este tiempo.

Adriano Paolo Guerrero Abril

Agradezco a Dios por haberme prestado todo lo necesario para cumplir cada una de mis metas planteadas, a mi mami Blanca Margarita por su voluntad inquebrantable y quien es el ser más importante de mi vida, a mi abuelita Jesús Concepción quien nunca me desamparó en mis momentos más difíciles y especialmente a mi abuelito Carlos Daniel, quien más que un abuelo fue un padre y a quien le debo todo lo que soy.

Esteban David Lima Rodas

Un agradecimiento especial a nuestro director el Ing. Rolando Armas Novoa, M.Sc. por su gran esfuerzo y dedicación, ya que ha sido un gran guía durante el desarrollo de este trabajo de titulación, compartiéndonos su conocimiento científico, experiencia y consejos de un buen amigo para la vida. De la misma manera al Ing. Juan Carlos Malo Donoso, por haber sido nuestro codirector, el responsable de encaminarnos al éxito de este proyecto. Al Ing. José Vázquez Calero, M.Sc. por habernos permitido realizar el presente trabajo y a la vez poder mejorar cada día nuestra casa de estudios, la Universidad del Azuay.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	ii
DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTOS	iv
ÍNDICE DE CONTENIDOS	v
ÍNDICE DE FIGURAS	x
ÍNDICE DE TABLAS	xi
ÍNDICE DE ANEXOS	xii
RESUMEN.....	xiv
ABSTRACT.....	xv
CAPÍTULO I.....	1
GENERALIDADES	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Objetivos	3
1.2.1 Objetivo general.....	3
1.2.2 Objetivos específicos	3
1.3 Justificación.....	3
CAPÍTULO II.....	4
MARCO TEÓRICO.....	4
2.1 Mecánica de suelos.....	4
2.2 Contenido de agua o humedad del suelo	4
2.3 Gravedad específica.....	6
2.3.1 Calibración del matraz	9
2.4 Análisis granulométrico por tamizado y determinación del porcentaje menor a 0.075 mm.....	20
2.5 Límites de consistencia	22
2.5.1 Límite líquido	24
2.5.2 Límite plástico	27

2.6 Compactación tipo Proctor Estándar y Modificado	30
2.7 Consolidación unidimensional	35
2.7.1 Fundamentos de la consolidación	36
2.7.2 Coeficiente de consolidación	43
2.8 Permeabilidad	44
2.8.1 Determinación del coeficiente de permeabilidad.....	47
CAPÍTULO III.....	52
DESARROLLO DE GUÍAS METODOLÓGICAS	52
3.1 Práctica de laboratorio de Mecánica de Suelos N° 1. Determinación del contenido de agua o humedad del suelo, método del secado al horno	52
3.1.1 Introducción	52
3.1.2 Objetivo	52
3.1.3 Documentos de referencia	53
3.1.4 Aplicación práctica	53
3.1.5 Equipo	53
3.1.6 Preparación de la muestra	54
3.1.7 Procedimiento de ensayo	54
3.1.8 Cálculos	55
3.1.9 Errores del método.....	55
3.1.10 Informe de resultados.....	56
3.1.11 Bibliografía	56
3.2 Práctica de laboratorio de Mecánica de Suelos N° 2. Determinación de la gravedad específica	61
3.2.1 Introducción	61
3.2.2 Objetivo	63
3.2.3 Documentos de referencia	63
3.2.4 Aplicación práctica	63
3.2.5 Equipo	63

3.2.6 Procedimiento de ensayo	64
3.2.8 Cálculos	68
3.2.9 Informe de resultados.....	69
3.2.10 Bibliografía	69
3.3 Práctica de laboratorio de Mecánica de Suelos N° 3. Análisis granulométrico por tamizado y determinación del porcentaje menor a 0.075 mm en un suelo	77
3.3.1 Introducción	77
3.3.2 Objetivo	79
3.3.3 Documentos de referencia	79
3.3.4 Terminología.....	79
3.3.5 Equipo	79
3.3.6 Procedimiento	79
3.3.7 Cálculos	80
3.3.8 Informe de resultados.....	80
3.3.9 Bibliografía	81
3.4 Práctica de laboratorio de Mecánica de Suelos N° 4. Determinación de los límites de consistencia.....	88
3.4.1 Introducción	88
3.4.2 Aplicación práctica	89
3.4.3 Determinación del límite líquido. Método de Casagrande	89
3.4.3.1 Introducción	89
3.4.3.2 Objetivo	91
3.4.3.3. Documentos de referencia	91
3.4.3.4 Equipo	91
3.4.3.5 Procedimiento de ensayo.....	92
3.4.3.6. Cálculos	94
3.4.3.7. Errores del método	94
3.4.3.8. Informe de resultados	94

3.4.4 Determinación del límite plástico	95
3.4.4.1 Introducción	95
3.4.4.2. Objetivo	95
3.4.4.3. Documentos de referencia	95
3.4.4.4. Equipo	95
3.4.4.5. Procedimiento de ensayo	96
3.4.4.6. Errores del método	98
3.4.4.7. Cálculos	98
3.4.4.8. Informe de resultados	98
3.4.5 Bibliografía	98
3.5 Práctica de laboratorio de Mecánica de Suelos N° 5. Ensayo de compactación de suelos tipo Proctor Estándar y Modificado.....	108
3.5.1 Introducción	108
3.5.2 Objetivo	113
3.5.3 Documentos de referencia	113
3.5.4 Equipo.....	113
3.5.5 Procedimiento de ensayo	114
3.5.6 Informe de resultados.....	116
3.5.7 Bibliografía	116
3.6 Práctica de laboratorio de Mecánica de Suelos N° 6. Ensayo edométrico, consolidación unidimensional usando incrementos de carga y determinación indirecta del coeficiente de permeabilidad	128
3.6.1 Consolidación unidimensional.....	128
3.6.1.1 Introducción	128
3.6.1.2 Objetivo	130
3.6.1.3 Documentos de referencia	130
3.6.1.4 Aplicación práctica.....	130
3.6.1.5 Equipo	130

3.6.1.6 Procedimiento de ensayo.....	132
3.6.1.7 Cálculos.....	136
3.6.1.8 Determinación del coeficiente de consolidación C_v	140
3.6.1.8.1 Método del logaritmo del tiempo	140
3.6.1.9 Informe de resultados	141
3.6.2 Permeabilidad	142
3.6.2.1 Cálculos.....	142
3.6.2.2 Informe de resultados	143
3.6.3 Bibliografía	143
CONCLUSIONES	171
BIBLIOGRAFÍA	173

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Representación de las categorías de agua adyacentes a las partículas de arcilla.....	6
Figura 2.2 Esquema para ilustrar la obtención de Gs.....	8
Figura 2.3 Curva de calibración del matraz N° 1.....	12
Figura 2.4 Curva de calibración del matraz N° 2.....	13
Figura 2.5 Curva de calibración del matraz N° 3.....	14
Figura 2.6 Curva de calibración del matraz N° 4.....	15
Figura 2.7 Curva de calibración del matraz N° 5.....	16
Figura 2.8 Curva de calibración del matraz N° 6.....	17
Figura 2.9 Ejemplo de curvas granulométricas de algunos suelos.....	22
Figura 2.10 Definición de los límites de Atterberg.....	22
Figura 2.11 Equipo para la determinación del límite líquido.	25
Figura 2.12 Cierre longitudinal de la ranura.	25
Figura 2.13 Altura de la pasta de suelo en la copa de Casagrande.	26
Figura 2.14 Índice de liquidez.....	28
Figura 2.15 Equipo de la prueba de compactación ideado por R.R. Proctor: a) Molde y b) Pisón.	31
Figura 2.16 Curva de Compactación tipo Proctor en un suelo con contenido de finos y para un mismo esfuerzo de compactación. Concepto de densidad seca máxima y contenido de agua óptimo.	32
Figura 2.17 Esquema de las curvas de compactación de un suelo, obtenidas con las energías de compactación Proctor Estándar y Modificado y sus posiciones relativas con respecto a la curva teórica de compactación.	35
Figura 2.18 Modelo resorte-cilindro.	37
Figura 2.19 Capa de arcilla drenada por la parte superior e inferior, sometida a un incremento de esfuerzo $\Delta\sigma$	39
Figura 2.20 Esquema del dispositivo de carga de un consolidómetro.	40
Figura 2.21 Gráfica tiempo-deformación durante la consolidación para un incremento de carga.	41
Figura 2.22 Diferentes tipos de drenaje con u_0 constante.	43
Figura 2.23 Rango de valores para el coeficiente de permeabilidad.....	46
Figura 2.24 Esquema de un elemento de suelo sujeto a consolidación unidimensional.	49

Figura 3.1 Esquema para ilustrar la obtención de G_s .	62
Figura 3.2 Ejemplo de curvas granulométricas de algunos suelos.	78
Figura 3.3 Definición de los límites de Atterberg.	88
Figura 3.4 Equipo para la determinación del límite líquido.	90
Figura 3.5 Cierre longitudinal de la ranura.	90
Figura 3.6 Equipo de la prueba de compactación ideado por R.R. Proctor: a) Molde y b) Pisón.	109
Figura 3.7 Curva de Compactación tipo Proctor en un suelo con contenido de finos y para un mismo esfuerzo de compactación. Concepto de densidad seca máxima y contenido de agua óptimo.	110
Figura 3.8 Esquema de las curvas de compactación de un suelo, obtenidas con las energías de compactación Proctor Estándar y Modificado y sus posiciones relativas con respecto a la curva teórica de compactación.	113
Figura 3.9 Molde grande y Pisón Proctor Modificado.	114
Figura 3.10 Esquema del dispositivo de carga de un consolidómetro.	129
Figura 3.11 Gráfica tiempo-deformación durante la consolidación para un incremento de carga.	129
Figura 3.12 Celda de consolidación.	132
Figura 3.13 Método del logaritmo del tiempo para determinar C_v .	141

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 G_s de los minerales comunes constituyentes de un suelo.	7
Tabla 2.2 Datos para la calibración de los matraces.	11
Tabla 2.3 Densidad del agua y coeficiente de temperatura (k) para diferentes temperaturas.	19
Tabla 2.4 Serie de tamices empleados para el ensayo.	21
Tabla 2.5 Corrección de la viscosidad para $\eta_{T^{\circ}C}/\eta_{20^{\circ}C}$	51
Tabla 3.1 Masa mínima de la muestra.	54
Tabla 3.2 G_s de los minerales comunes constituyentes de un suelo.	61
Tabla 3.3 Masa recomendada para los especímenes de ensayo.	65
Tabla 3.4 Serie de tamices empleados para el ensayo.	78
Tabla 3.5a Especificaciones para la Prueba Proctor Estándar.	123
Tabla 3.5b Especificaciones para la Prueba Proctor Estándar.	123

ÍNDICE DE ANEXOS

1. Contenido de agua

Anexo 1.1 Fotografías	57
Anexo 1.2 Ejemplo de la determinación del contenido de agua	58
Anexo 1.3 Ficha para la determinación del contenido de agua.....	59
Anexo 1.4 Método rápido para la determinación de la humedad en campo ..	60

2. Gravedad específica

Anexo 2.1 Fotografías	70
Anexo 2.2 Ejemplo de la determinación de la gravedad específica	73
Anexo 2.3 Ficha para la determinación de la gravedad específica.....	75
Anexo 2.4 Densidad del agua y coeficiente de temperatura (k) para diferentes temperaturas	76

3. Análisis granulométrico por tamizado y determinación del porcentaje menor a 0.075 mm en el suelo

Anexo 3.1 Fotografías	82
Anexo 3.2 Ejemplo del análisis granulométrico por tamizado	84
Anexo 3.3 Ficha del ensayo del análisis granulométrico por tamizado	86

4. Límites de consistencia

Anexo 4.1 Fotografías	99
Anexo 4.2 Ejemplo de la determinación del límite líquido	102
Anexo 4.3 Ejemplo de la determinación del límite plástico	104
Anexo 4.5 Ficha para la determinación del límite líquido	105
Anexo 4.6 Papel semilogarítmico.....	106
Anexo 4.7 Ficha para la determinación del límite plástico	107
Anexo 4.8 Ficha de los límites de consistencia	107

5. Compactación de suelos tipo Proctor estándar y Modificado

Anexo 5.1 Fotografías	117
Anexo 5.2 Ejemplo del ensayo de compactación Proctor Estándar	118
Anexo 5.3 Ejemplo del ensayo de compactación Proctor Modificado	120
Anexo 5.4 Ejemplo de determinación del incremento del contenido de agua para alcanzar el contenido de agua deseado	122
Anexo 5.5 Especificaciones para la prueba Proctor Estándar y Proctor Modificado	123
Anexo 5.6 Ficha del ensayo de compactación Proctor Estándar	124
Anexo 5.7 Ficha del ensayo de compactación Proctor Modificado	126

6. Ensayo edométrico, consolidación unidimensional usando incrementos de carga y determinación indirecta del coeficiente de permeabilidad.

Anexo 6.1 Fotografías	144
Anexo 6.2 Ejemplo de la determinación del coeficiente de consolidación ..	145
Anexo 6.3 Ejemplo de la determinación del coeficiente de permeabilidad	158
Anexo 6.4 Ficha para la determinación de la h_s, e_o, e_f, S_o, S_f	161
Anexo 6.5 Ficha correspondiente a las lecturas del micrómetro	162
Anexo 6.6 Formato para trazar la curva de consolidación	163
Anexo 6.7 Ficha para la determinación del coeficiente de consolidación ...	164
Anexo 6.8 Ficha correspondiente al proceso de descarga	165
Anexo 6.9 Formato para trazar la curva de compresibilidad	166
Anexo 6.10 Ficha para la determinación indirecta del coeficiente de permeabilidad	168
Anexo 6.11 Ficha correspondiente a la corrección del coeficiente de permeabilidad	169
Anexo 6.12 Corrección de la viscosidad para $\eta_{T^{\circ}C}/\eta_{20^{\circ}C}$	170

RESUMEN

Al realizar ensayos de laboratorio enfocados a la Mecánica de Suelos surgen dificultades, las mismas que no permiten que los ensayos sean aprovechados en su totalidad por parte de los estudiantes de la escuela de Ingeniería Civil de la Universidad del Azuay; razón por la cual la implementación de guías metodológicas se convierte en una alternativa viable, debido a que las mismas además de contener el procedimiento a seguir, disponen de ejemplos así como, de formatos de fichas para cada una de las diferentes pruebas. El presente proyecto consiste en realizar ensayos de laboratorio y a partir de éstos detallar el procedimiento a seguir en las guías en base a las normas vigentes.

Palabras clave: ensayos, Mecánica de Suelos, fichas, guías metodológicas, normas.



Rolando Armas Novoa

Director del Trabajo de Titulación



José Fernando Vázquez Calero

Director de Escuela



Adriano Paolo Guerrero Abril



Esteban David Lima Rodas

Autores

ABSTRACT

Difficulties arise when performing laboratory tests focused on Soil Mechanics. These difficulties do not allow tests to be fully exploited by the students of Civil Engineering at the University of Azuay. The implementation of methodological guides become a viable alternative because they contain the procedure to follow, examples and file formats for each of the different tests. The present project consists on performing laboratory tests to detail the procedure in guides based on current regulations.

Keywords: essays, Soil Mechanics, fiches, methodological guides, norms.



Rolando Armas Novoa

Thesis Director



José Fernando Vázquez Calero

Faculty Director



Adriano Paolo Guerrero Abril



Esteban David Lima Rodas

Authors



Translated by
Ing. Paul Arpi

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1 Introducción

En la ingeniería civil los ensayos de laboratorio de suelos son de vital importancia, por ello en la vida académica existe la necesidad de que los estudiantes puedan desarrollar, comprender y relacionar la teoría de la Mecánica de Suelos con la práctica en laboratorio, para así brindar conocimientos sólidos. Para que este propósito se cumpla a cabalidad hemos desarrollado las guías metodológicas para los ensayos de laboratorio de la asignatura de Mecánica de Suelos, con las que los estudiantes podrán alcanzar de mejor manera los conocimientos de su programa de estudios; explicando de una manera clara, el desarrollo, procedimiento y aplicación de cada una de las prácticas de esta área.

La primera guía metodológica contempla el contenido de agua de un suelo, el cual varía conforme lo hace la temperatura; la misma que es convencional según las normas ASTM de (100-110°C), ya que el suelo sigue conservando a esa temperatura una película de agua adherida. A 100-110°C se considera que el agua remanente forma ya parte de la fase sólida (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

La segunda guía metodológica hace referencia al valor de la gravedad específica, que es empleado para calcular la relación de vacíos de un suelo, además de ser útil en el análisis del hidrómetro. La misma que en cualquier sustancia se define como la densidad del material en cuestión dividido para la densidad del agua destilada a 4°C (Bowles J. E., 1980).

La tercera guía metodológica consiste en el análisis granulométrico por tamizado y determinación del porcentaje menor a 0.075 mm de un suelo, que es la determinación de los tamaños de las partículas al pasar una muestra de suelo por una serie de tamices. Por sí solo este ensayo no es de gran utilidad, pero constituye una parte fundamental para poder hacer la clasificación de un suelo.

La cuarta guía metodológica engloba los límites de consistencia, que sirven para distinguir las fronteras de los diferentes estados en los que se puede encontrar un suelo, los cuales son el límite líquido y plástico. Límite líquido es el que divide al suelo de estar trabajando en estado plástico o de fluido viscoso, obtenido a 25 golpes en la cuchara de Casagrande, cuando la ranura practicada en el suelo se cierra a una distancia continua de 12.7 mm. Límite plástico que divide el estado plástico del estado semisólido, se obtiene fabricando rollos de suelo que al poseer 3 mm de diámetro se agrietan (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

La quinta guía metodológica comprende la compactación tipo Proctor que es un proceso en el cual se necesita energía mecánica para buscar reducir los vacíos del suelo y la deformidad; aumentando así la densidad y resistencia del suelo. El grado de compactación se mide en términos de g/cm^3 ; para obtener el máximo valor de la densidad y el contenido de agua óptimo se emplea la prueba Proctor de compactación, que puede ser estándar o modificada.

Prueba Proctor Estándar se hace dentro de un molde de 943.3 cm^3 , colocando 3 capas de la muestra de suelo y compactándolas con 25 golpes/capa, empleando un pisón de 24.4 N con una caída de 304.8 mm. Prueba Proctor Modificado se hace dentro de un molde de 943.3 cm^3 y con 5 capas de la muestra de suelo compactadas con 25 golpes cada una, empleando un pisón de 44.5 N con una caída de 457.2 mm (Das, 2015).

La sexta guía metodológica contiene el ensayo de consolidación unidimensional y la determinación indirecta de la permeabilidad de un suelo. La consolidación consiste en el aumento del esfuerzo efectivo causado por la compresión de las capas de suelo, ante una carga o peso propio; este esfuerzo es originado por la deformación y reorientación de las partículas de suelo, además de la expulsión de aire o agua de los vacíos del suelo. Mediante la prueba de consolidación unidimensional realizada en un consolidómetro (edómetro) se puede obtener la curva de consolidación, en la cual es posible distinguir tres etapas: Compresión inicial, consolidación primaria y consolidación secundaria (Das, 2015). Adicionalmente, el valor de la permeabilidad puede ser determinado de forma indirecta mediante el ensayo edométrico, debido a que el coeficiente de permeabilidad (k) por definición es la relación entre el grado de consolidación y la variación del volumen del suelo, debido a la expulsión del agua intersticial (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Elaborar una guía metodológica para cada uno de los diferentes ensayos de laboratorio concernientes a la asignatura de Mecánica de Suelos.

1.2.2 Objetivos específicos

- Realizar y describir el ensayo de contenido de agua.
- Realizar y describir el ensayo de gravedad específica.
- Realizar y describir el ensayo de análisis granulométrico por tamizado y determinación del porcentaje menor a 0.075 mm.
- Realizar y describir el ensayo de los límites de consistencia.
- Realizar y describir el ensayo de compactación tipo Proctor Estándar y Proctor Modificado.
- Realizar y describir el ensayo de consolidación unidimensional.
- Determinar indirectamente el coeficiente permeabilidad a través del ensayo edométrico.

1.3 Justificación

La elaboración de una guía metodológica capaz de favorecer el entendimiento de las prácticas realizadas en el laboratorio, además de facilitar el desarrollo de las mismas, se convierte en una solución viable en lo referente a la complementación de aquellos temas que exigen la realización de ensayos concernientes a la Mecánica de Suelos; razón por la cual se pretende desarrollar una guía en la que se detalle el procedimiento a seguir para cada una de las diferentes pruebas realizadas en laboratorio.

Se busca que los estudiantes sean capaces de abordar de manera sólida cada una de las prácticas propuestas dentro de la asignatura, es por ello que la guía no es orientada únicamente a enumerar los pasos a seguir, sino que además se dispondrá de un ejemplo, así como de un formato de ficha para los diferentes ensayos, consiguiéndose de esta manera solventar cualquier inquietud que podría surgir durante el desarrollo de cada práctica.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Mecánica de suelos

Para Terzaghi, la Mecánica de Suelos es la aplicación de las leyes de la mecánica y la hidráulica a los problemas de ingeniería relacionados con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, producidas por la desintegración mecánica o la descomposición química de las rocas, independientemente de que tengan o no materia orgánica. En la Mecánica de Suelos se han desarrollado los sistemas de clasificación de suelos, distribución granulométrica, plasticidad, permeabilidad, compactación, consolidación, entre otros para poder predecir de alguna manera los problemas presentes y futuros al realizar alguna obra de ingeniería (Duque E & Escobar, 2018).

2.2 Contenido de agua o humedad del suelo

Generalmente los suelos contienen agua como parte de su estructura. El contenido de agua o humedad del suelo se asume como la cantidad de agua que se encuentra dentro de los poros entre los granos de suelo y que puede ser removida secando una determinada masa de suelo en un horno a una temperatura de $105\pm 5^{\circ}\text{C}$. El contenido de agua se expresa como un porcentaje de la masa seca del suelo y varía teóricamente de 0 a ∞ (Head, 2006).

En Mecánica de Suelos, los ensayos de laboratorio en su mayoría requieren la determinación del contenido de agua, definido como en la **ecuación (2.1)**:

$$\omega = \frac{\text{masa del agua presente en una determinada masa de suelo}}{\text{masa seca del suelo}} \times 100 \quad (2.1)$$

El contenido de agua en el suelo varía conforme lo hace la temperatura de secado. La temperatura de secado escogida ($105\pm 5^{\circ}\text{C}$) es convencional, ya que en ésta el suelo (arcillas) sigue conservando una película de agua adherida a las partículas (agua de composición). A $105\pm 5^{\circ}\text{C}$ se considera que esta agua de composición ya forma parte de la fase sólida (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

En estado natural los suelos gruesos (gravas y arenas), en su mayoría, pueden tener contenidos de agua de 15 a 30% aproximadamente; mientras, que los suelos finos (limos y arcillas) pueden tener contenidos de agua hasta aproximadamente de 50 a 80%. Sin embargo, en suelos altamente orgánicos (turberas, arcillas orgánicas) se pueden obtener valores superiores a 100% (Das, 2002).

En el valle de México son normales contenidos de agua de 500 a 600%; sin embargo, el contenido de agua puede ser inclusive superior a 1000%, como en el caso de las arcillas japonesas con humedades de 1200 a 1400% (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

En nuestro país, en la zona de la amazonía y otras regiones del cerro andino, se han encontrado humedades de 400% o inclusive superiores (Armas Novoa, Determinación del contenido de agua , 2017).

Una temperatura de $105\pm 5^{\circ}\text{C}$ podría alterar las características de ciertos suelos orgánicos (turberas), suelos con alto contenido calcáreo o de otro mineral, suelos que contienen gypsum, ciertas arcillas y algunos suelos tropicales; debido a que estos suelos contienen agua de hidratación levemente adherida, o agua molecular, que podría perderse a estos niveles de temperatura. Un cambio en las características del suelo consecuencia de una elevada temperatura de secado influye considerablemente en los límites de Atterberg, en la gravedad específica y en la distribución granulométrica del suelo. La norma ASTM D 2216 sugiere que una temperatura de 60°C es más apropiada para este tipo de suelos (Bowles J. E., 1980).

El período necesario para el secado varía con el tipo de suelo y la cantidad de material colocada en el horno. Para obtener una masa constante del suelo seco generalmente es suficiente un período de 16 a 24 horas (NTE INEN, 1982 reprobado en 2005).

En los suelos que contienen minerales de arcilla, la forma, tamaño y composición química de las partículas de suelo, permiten que el agua se combine o que ésta se adhiera a los granos de suelo. En la **figura 2.1** se puede observar las capas de agua que rodean a una partícula de arcilla (Head, 2006).

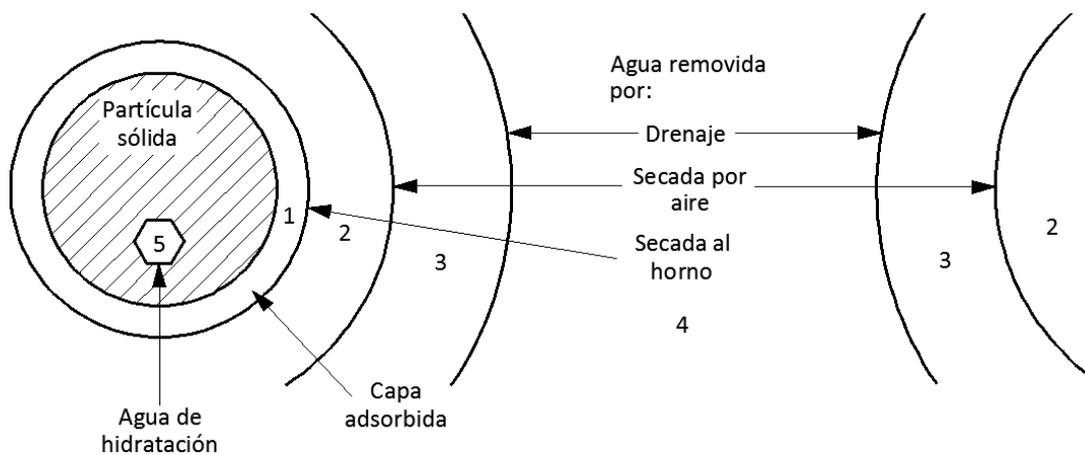


Figura 2.1 Representación de las categorías de agua adyacentes a las partículas de arcilla.

Fuente: Manual of soil laboratory testing (Head, 2006)

Capa 1. Agua adsorbida, virtualmente en estado sólido y adherida sobre la superficie de la partícula por las fuerzas de atracción eléctrica. Esta capa posee un espesor muy pequeño (aproximadamente de $0.005 \mu\text{m}$). El agua no puede ser removida a 110°C , razón por la cual se considera parte de los granos sólidos del suelo.

Capa 2. Agua que no se encuentra fuertemente adherida y puede ser removida mediante el secado del suelo en el horno a una temperatura de $105 \pm 5^\circ\text{C}$ (humedad higroscópica).

Capa 3. Agua capilar, adherida por tensión superficial, generalmente removida mediante secado por aire.

Capa 4. Agua gravitacional, puede circular entre los granos de suelo a través de los vacíos y es eliminada por drenaje.

Capa 5. Agua de hidratación, se encuentra combinada químicamente dentro de la estructura de cristal; generalmente no puede ser removida mediante secado al horno (Head, 2006).

2.3 Gravedad específica

La gravedad específica es un valor adimensional y se define como la relación entre la densidad de los sólidos del suelo y la densidad del agua destilada a 4°C , como se puede observar en la **ecuación (2.2)**.

$$G_s = \frac{m_s/V_s}{\rho_w} \quad (2.2)$$

Se considera una temperatura de 4°C, debido a que en ésta la densidad del agua es 1 g/cm³ (Bowles J. E., 1997).

En laboratorio, debido a la dificultad que existe para alcanzar 4°C en lo que a la temperatura de ensayo se refiere, se trabaja con 20±5°C sin afectar considerablemente el valor de G_s y es debido a que la densidad del agua varía de manera mínima con la temperatura, teniéndose por lo tanto una densidad de aproximadamente 0.9991 y 0.99705 g/cm³, a 15 y a 25°C respectivamente (Cernica, 1995).

La gravedad específica en los suelos está en dependencia de los minerales que los constituyen y varía en un rango de 2.6 a 2.9; sin embargo, en suelos con abundante hierro, G_s puede alcanzar valores de 3 o más, mientras que en suelos con grandes cantidades de materia orgánica la gravedad específica desciende inclusive a valores inferiores a 2 (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

A continuación se presenta la gravedad específica de algunos minerales comunes encontrados en los suelos.

Tabla 2.1 G_s de los minerales comunes constituyentes de un suelo.

MINERAL	G_s
Anhidrita	2.9
Baritina	4.5
Calcita, yeso	2.71
Gypsum	2.3
Hematita (tríoóxido de dihierro)	5.2
Caolinita	2.6
Magnetita (tetraóxido de trihierro)	5.2
Cuarzo (sílice)	2.65
Turba	1 o menos
Tierra de diatomeas	2

**Fuente: Manual of soil laboratory testing
(Head, 2006)**

MINERAL	G_s
Ilita	2.8
Montmorilonita	2.65-2.80
Haloisita	2-2.55
Feldespato de potasio	2.57
Feldespato de sodio y calcio	2.62-2.76
Clorita	2.6-2.9
Biotita	2.8-3.2
Moscovita	2.76-3.1
Hornablenda	3-3.47
Limonita	3.6-4
Olivino	3.27-3.37

**Fuente: Principles of geotechnical engineering
(Das, 2010)**

En laboratorio, basta determinar el valor promedio de la gravedad específica de la materia sólida (granos de suelo), para lo cual se emplea un matraz que inicialmente se llena con agua hasta la marca de enrase y posteriormente con agua conjuntamente con la muestra de suelo, como se muestra en la **figura 2.2**. El aire atrapado entre las partículas de suelo es extraído por ebullición, succión o una combinación de ambos métodos (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

Partiendo de la ecuación donde la gravedad específica se define como la densidad de los granos de suelo dividida para la densidad del agua destilada a 4°C; al anularse el volumen de las partículas de suelo con el del agua se obtiene la **ecuación (2.3)**:

$$G_s = \frac{\rho_s}{\rho_w} = \frac{m_s/V}{m_w/V} = \frac{m_s}{m_w} \quad (2.3)$$

La determinación de la gravedad específica consiste en obtener el volumen de una masa conocida de granos de suelo y dividirla para la masa del mismo volumen de agua. El volumen de una masa conocida de partículas de suelo puede obtenerse utilizando un recipiente de volumen conocido (matraz) y el principio de Arquímedes, según el cual al sumergir un cuerpo dentro de una masa de agua se desplaza un volumen de agua igual al del cuerpo sumergido, obteniéndose la **ecuación (2.5)** (Bowles J. E., 1980).

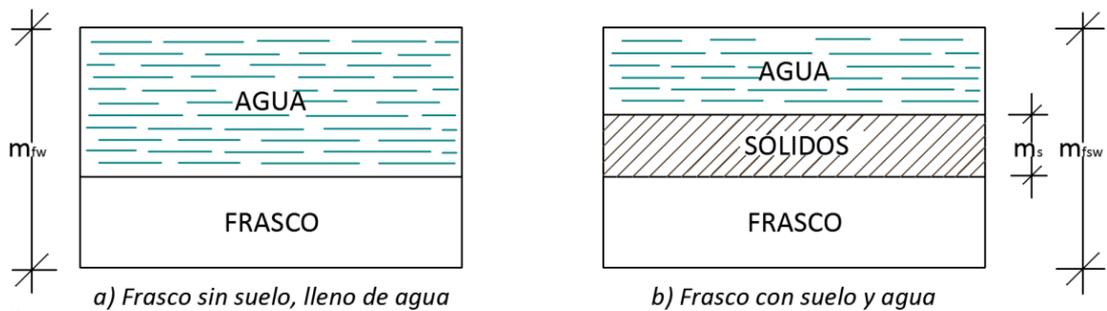


Figura 2.2 Esquema para ilustrar la obtención de G_s .

Fuente: Fundamentos de la Mecánica de Suelos tomo I (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005)

m_{fw} = masa del matraz con agua hasta la marca de enrase

m_{fsw} = masa del matraz con agua y suelo

m_s = masa de los sólidos de suelo

Donde:

$$m_{fsw} - m_{fw} = m_s - m_w \quad (2.4)$$

m_w = masa del agua desplazada por los sólidos

$$m_w = V_s \cdot \rho_w = \frac{m_s}{G_s}$$

Puesto que el volumen de agua desplazada por los sólidos (V_w), es igual al volumen de los sólidos (V_s).

$$m_{fsw} - m_{fw} = m_s - \frac{m_s}{G_s}$$

$$G_s = \frac{m_s}{m_{fw} - m_{fsw} + m_s} \quad (2.5)$$

La masa del matraz lleno de agua hasta la marca de enrase varía conforme lo hace la temperatura de ensayo; ello es debido al cambio de volumen del matraz por la dilatación del vidrio y por la variación de la densidad del agua (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

El matraz mide un volumen patrón de agua destilada a 20°C. A temperaturas mayores, el volumen será ligeramente mayor y un volumen ligeramente menor a temperaturas inferiores a 20°C (Bowles J. E., 1980). Debido a que en el fluido el cambio de volumen es mínimo para variaciones de temperatura pequeñas, como alternativa al método propuesto por la norma ASTM D 854-02 es posible construir una curva de calibración mediante la cual se puede obtener la masa del matraz a una determinada temperatura.

2.3.1 Calibración del matraz

1. Determinar y registrar la masa del matraz; el mismo debe estar limpio y seco.
2. Llenar el matraz con agua destilada, ya sea sobrepasando la marca de enrase o llegando a una altura inferior a ésta.

Nota:

- a) La norma ASTM D 854-02, recomienda que para llegar a la marca de enrase se emplee la técnica de remoción de agua (sobrepasar la marca de enrase), debido a que con ésta se reduce las posibilidades de alterar el equilibrio térmico.
 - b) En caso de trabajarse con agua ordinaria, se deberá eliminar las burbujas de aire de ésta mediante la técnica de hervir el agua, pudiéndose emplear para ello una estufa y un recipiente donde el matraz será introducido. El matraz deberá ser extraído cada cierto período de tiempo del recipiente que lo contiene, posteriormente deberá ser agitado, a fin de facilitar la expulsión de aire del agua.
3. Colocar el matraz dentro del recipiente de baño maría junto con el termómetro, una pipeta y una piseta que contenga agua destilada, dejar reposar por lo menos durante 3 horas hasta llegar al equilibrio térmico de éstos.

Nota: Los pasos 1 y 2, se repetirán para cada uno de los matraces existentes, los mismos que serán introducidos simultáneamente en el recipiente baño maría, para evitar alterar el equilibrio térmico del conjunto.

4. Sacar el matraz del recipiente de baño maría y ajustar el nivel de agua, extrayendo el exceso de ésta utilizando para ello una pipeta que deberá encontrarse a la temperatura de calibración.

Nota: La norma ASTM D 854-02, recomienda sujetar el matraz por el borde y colocarlo sobre una pieza de poliestireno, a fin de evitar alterar el equilibrio térmico.

5. Determinar y registrar la masa del matraz más agua, previamente secar el exterior de éste así como cualquier remanente de agua en el interior del cuello, empleando para ello un papel absorbente.

6. Determinar y registrar con el termómetro la temperatura del agua.

7. Repetir los pasos 4, 5 y 6 para los matraces restantes.

8. Repetir las operaciones de 3 a 7 a diferentes temperaturas (mínimo 4 temperaturas).

Nota: Juárez Badillo recomienda una temperatura de 5-10°C mayor a la primera determinación (temperatura ambiente) y otra temperatura 5-10°C menor.

9. Realizar una gráfica de la masa del matraz en función de la temperatura.

Tabla 2.2 Datos para la calibración de los matraces.

 UNIVERSIDAD DEL AZUAY FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS					
Matraz N°	1				
Masa del matraz (g)	152.67				
Temperatura de ensayo (°C)	15	18	21.3	24	27
Masa del matraz + agua (g)	651.62	651.37	651.04	650.73	650.34
Matraz N°	2				
Masa del matraz (g)	152.16				
Temperatura de ensayo (°C)	15	18	21.3	24	27
Masa del matraz + agua (g)	651.05	650.80	650.47	650.16	649.77
Matraz N°	3				
Masa del matraz (g)	153.68				
Temperatura de ensayo (°C)	15	18	21.8	24	27
Masa del matraz + agua (g)	652.65	652.40	652.01	651.75	651.36
Matraz N°	4				
Masa del matraz (g)	154.66				
Temperatura de ensayo (°C)	15	18	21.6	24	27
Masa del matraz + agua (g)	653.55	653.30	652.93	652.65	652.26
Matraz N°	5				
Masa del matraz (g)	156.60				
Temperatura de ensayo (°C)	15	18	21.8	24	27
Masa del matraz + agua (g)	655.52	655.27	654.88	654.62	654.23
Matraz N°	6				
Masa del matraz (g)	153.56				
Temperatura de ensayo (°C)	15	18	21.8	24	27
Masa del matraz + agua (g)	652.42	652.17	651.78	651.52	651.13
Observaciones:	Para llegar a una temperatura menor a 18.33°C (65°F), fue necesario añadir cubos de hielo, debido a que en el recipiente de baño maría no es posible obtener temperaturas inferiores ha dicho valor.				

Fuente: Propia

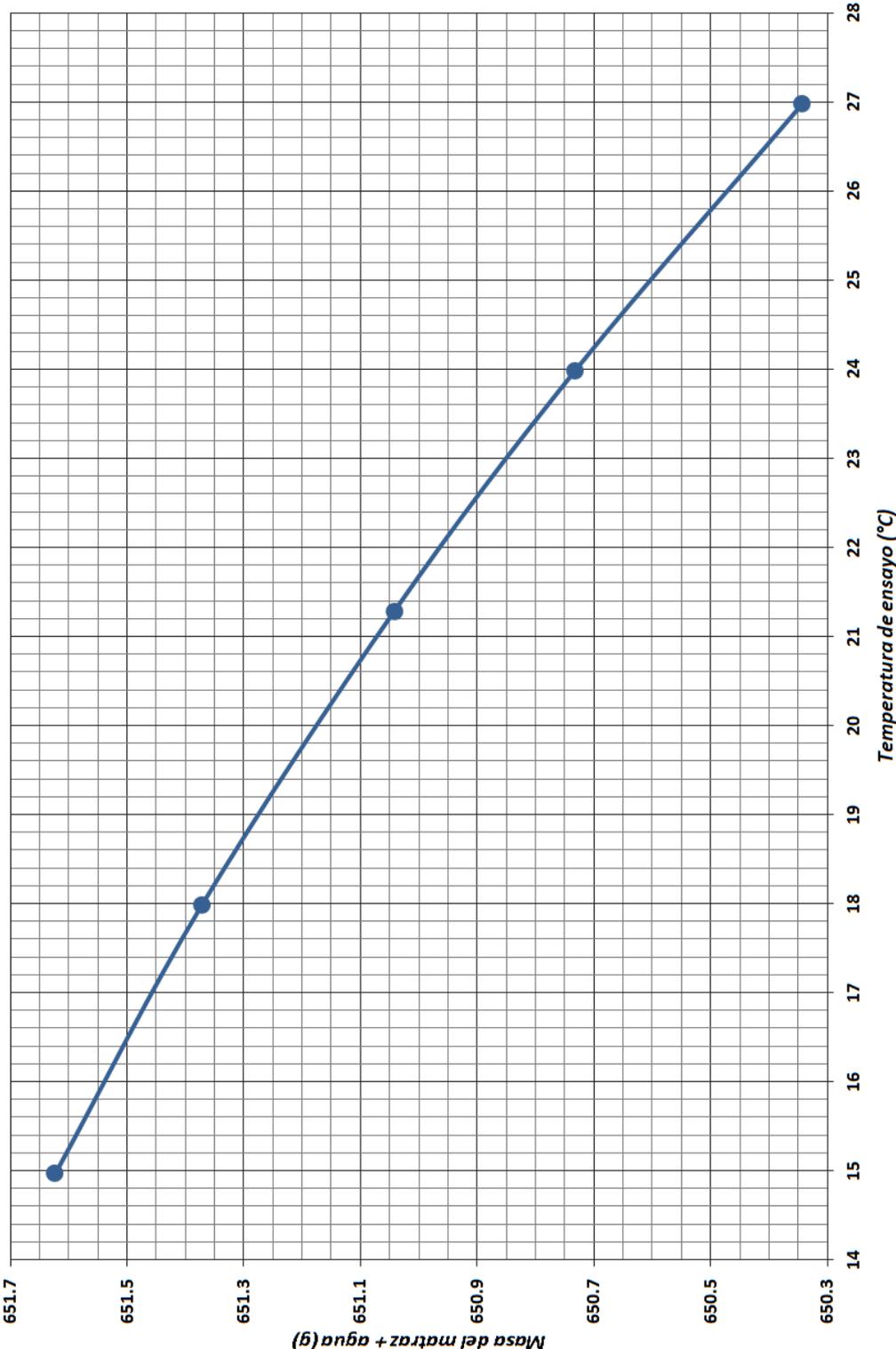


Figura 2.3 Curva de calibración del matraz N° 1

Fuente: Propia

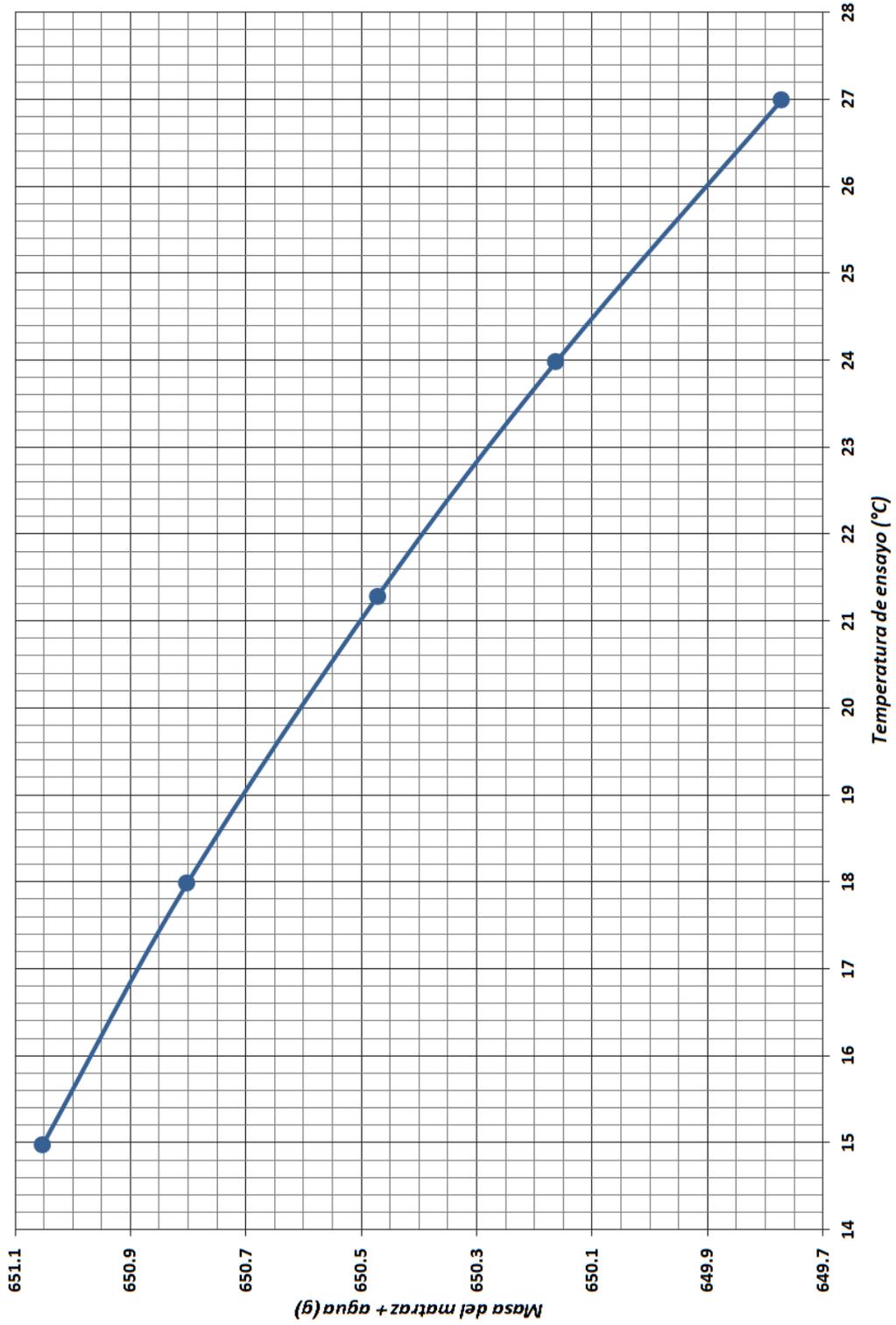


Figura 2.4 Curva de calibración del matraz N° 2

Fuente: Propia

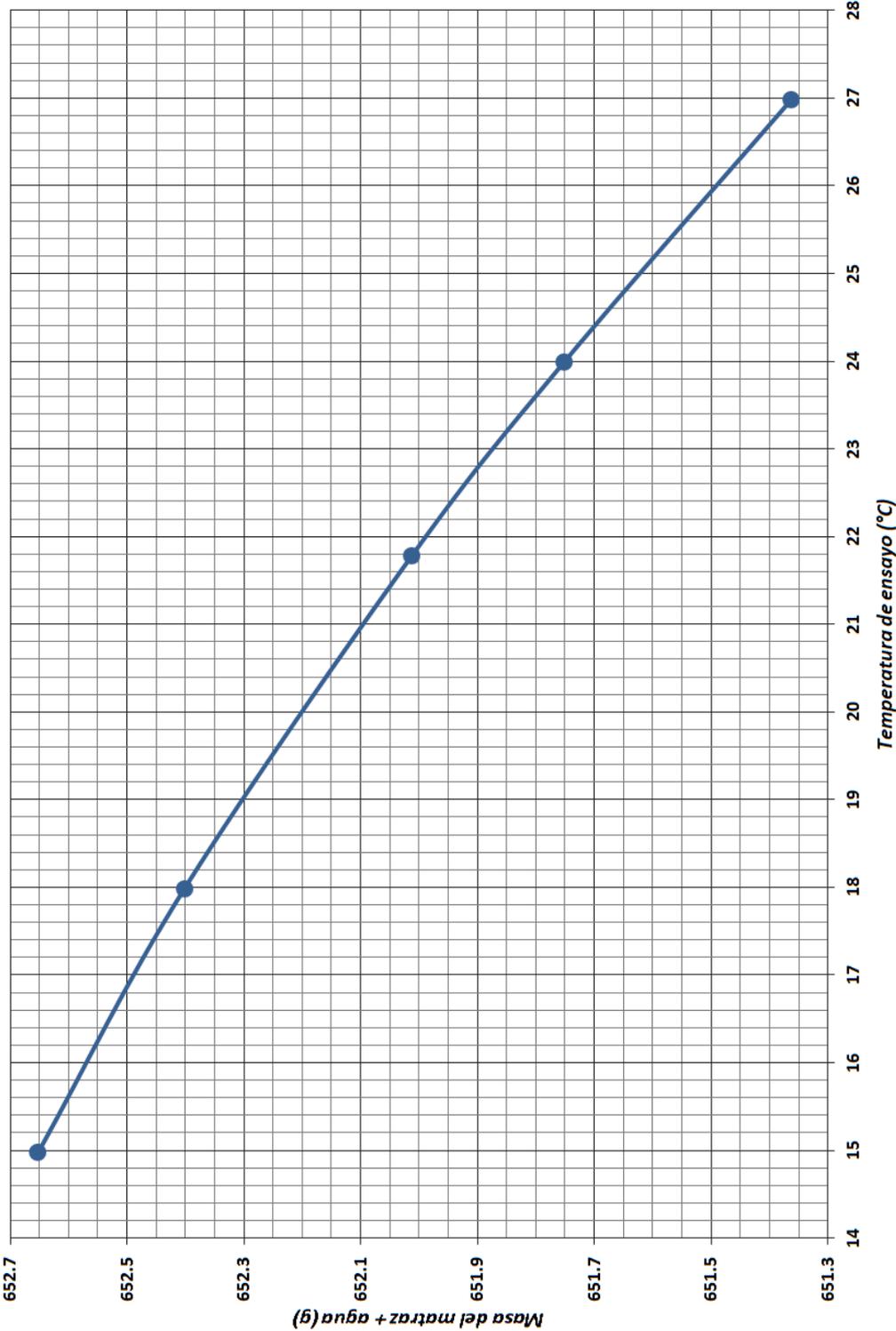


Figura 2.5 Curva de calibración del matraz N° 3

Fuente: Propia

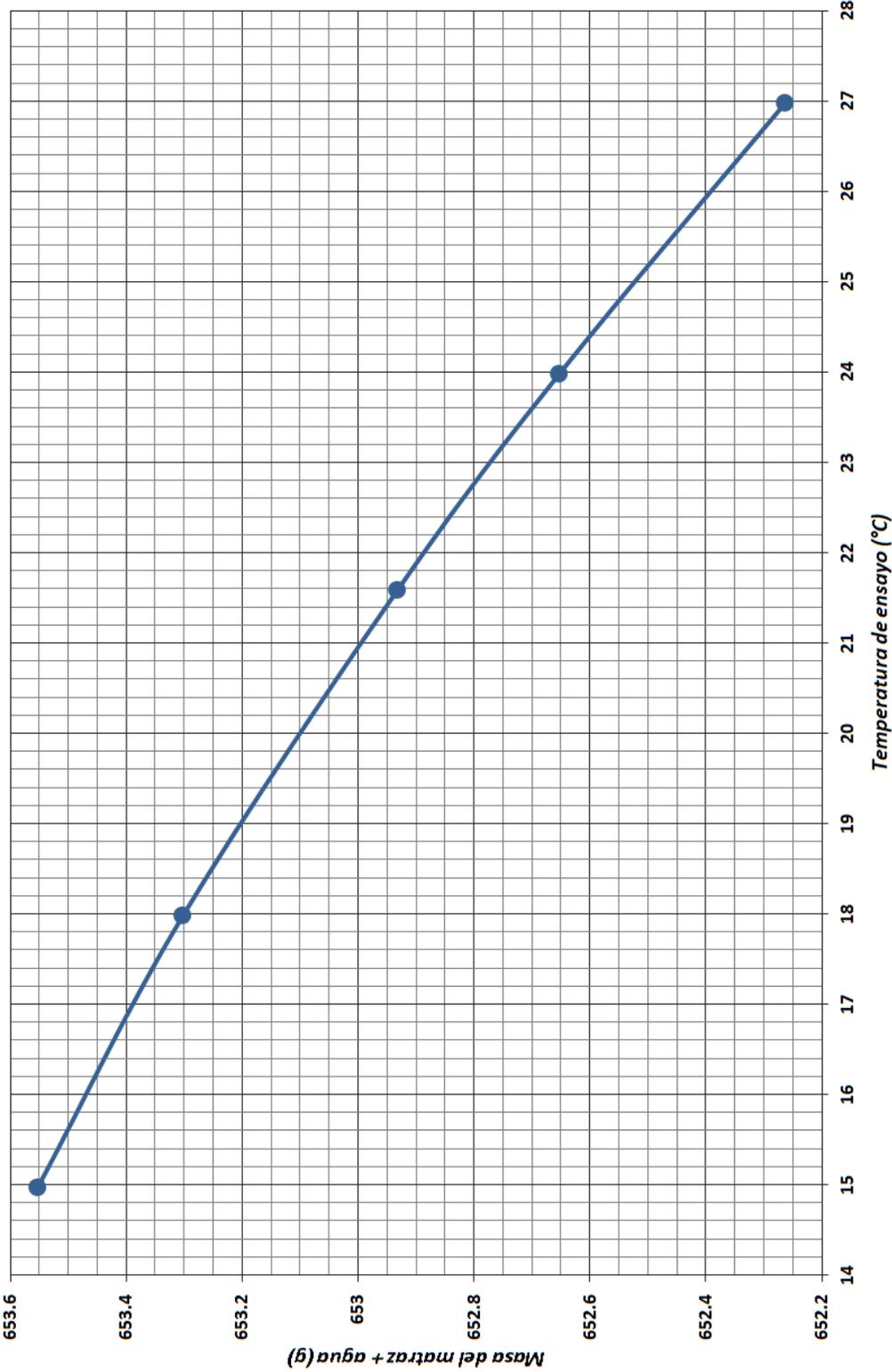


Figura 2.6 Curva de calibración del matraz N° 4

Fuente: Propia

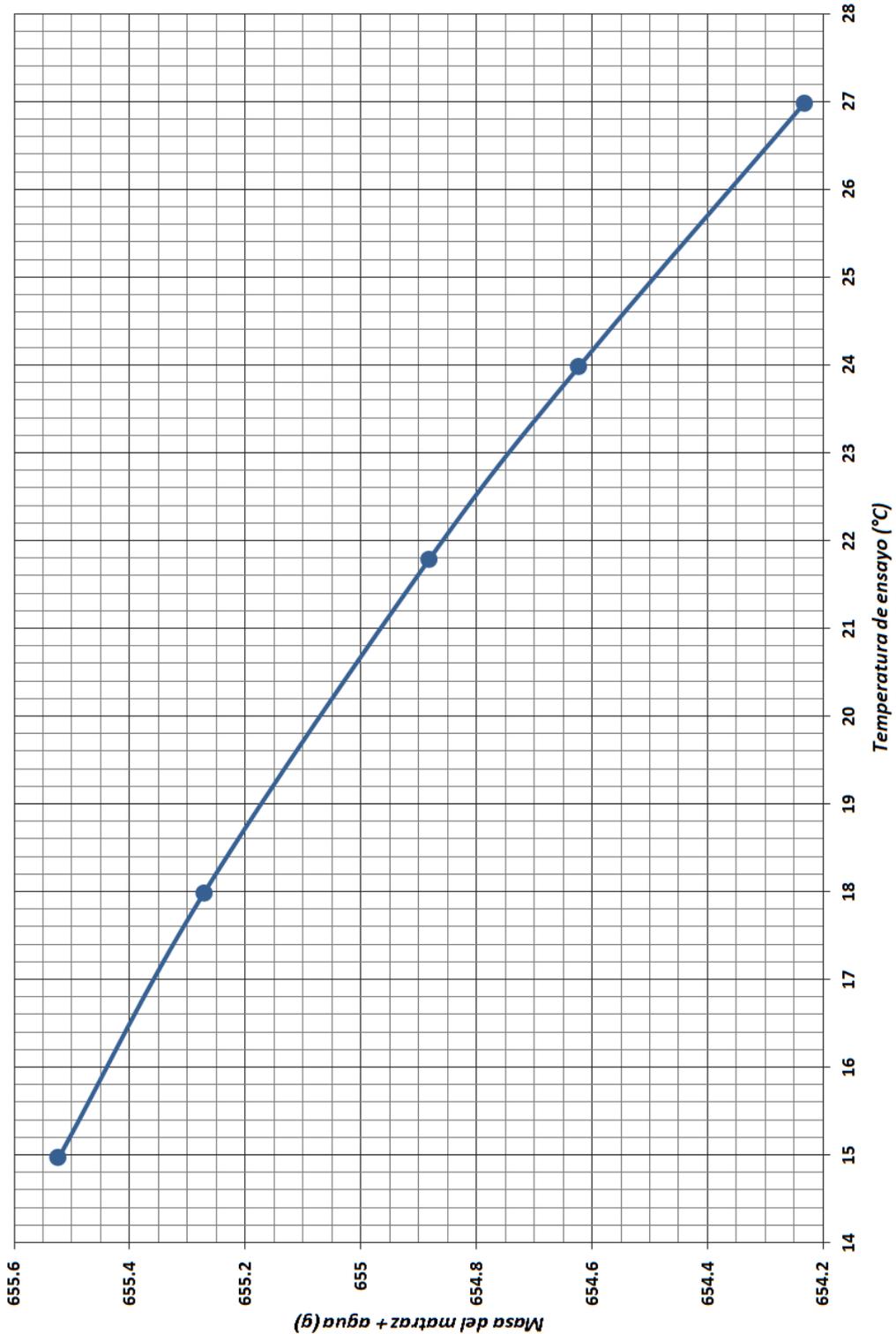


Figura 2.7 Curva de calibración del matraz N° 5
Fuente: Propia

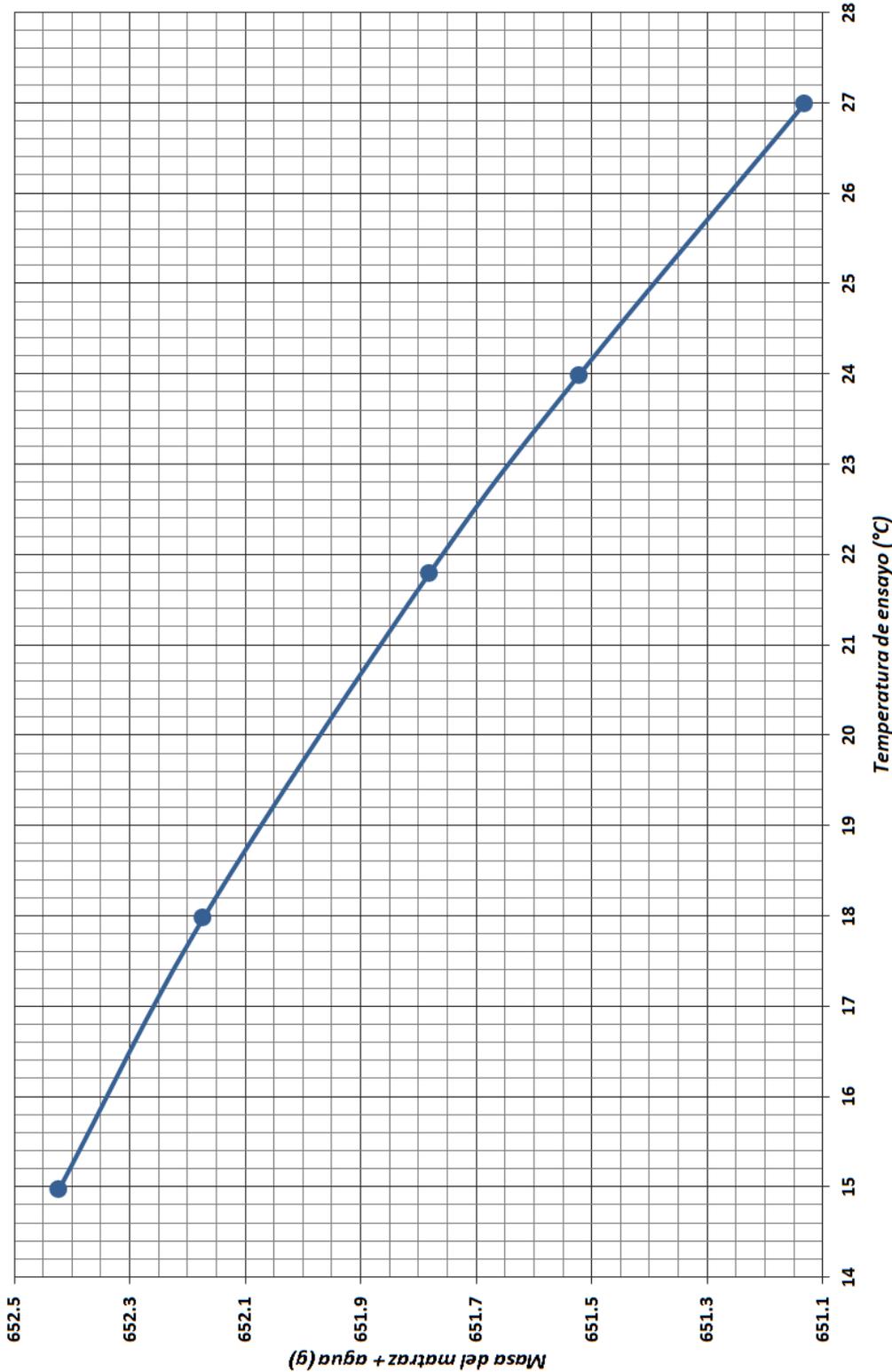


Figura 2.8 Curva de calibración del matraz N° 6

Fuente: Propia

Para la calibración del matraz según el método propuesto por la norma ASTM D 854-02, se empleará el procedimiento anterior con la excepción de que en el paso 9 se procederá como se indica a continuación:

1. Calcular el volumen calibrado del matraz, empelando para ello la **ecuación (2.6)**.

$$V_p = \frac{(M_{pw,c} - M_p)}{\rho_{w,c}} \quad (2.6)$$

Donde:

V_p = volumen calibaro del matraz (ml)

$$1 \text{ ml} = 1 \text{ cm}^3$$

$M_{pw,c}$ = masa del matraz más agua a la temperatura de calibración (g)

M_p = masa promedio del matraz (g)

M_p se obtendrá del promedio de cinco determinaciones de la masa del matraz, que deberá estar limpio y seco.

$\rho_{w,c}$ = densidad del agua a la temperatura de calibración ($\frac{\text{g}}{\text{ml}}$)

Ver la **tabla 2.3**.

2. Calcular la masa del frasco volumétrico más agua a la temperatura de ensayo, utilizando la **ecuación (2.7)**.

$$M_{pw,t} = M_p + (V_p \times \rho_{w,t}) \quad (2.7)$$

$M_{pw,t}$ = masa del matraz más agua a la temperatura de ensayo (g)

M_p = masa promedio del matraz (g)

V_p = volumen calibrado del matraz (ml)

$\rho_{w,t}$ = densidad del agua a la temperatura de ensayo ($\frac{\text{g}}{\text{ml}}$)

Ver la **tabla 2.3**.

La calibración del volumen del matraz será realizada a diferentes temperaturas (ASTM D 854-02 recomienda 5 temperaturas).

Tabla 2.3 Densidad del agua y coeficiente de temperatura (k) para diferentes temperaturas

TEMPERATURA (°C)	DENSIDAD (G/ML)	COEFICIENTE DE TEMPERATURA (K)	TEMPERATURA (°C)	DENSIDAD (G/ML)	COEFICIENTE DE TEMPERATURA (K)	TEMPERATURA (°C)	DENSIDAD (G/ML)	COEFICIENTE DE TEMPERATURA (K)	TEMPERATURA (°C)	DENSIDAD (G/ML)	COEFICIENTE DE TEMPERATURA (K)	TEMPERATURA (°C)	DENSIDAD (G/ML)	COEFICIENTE DE TEMPERATURA (K)
15.0	0.9991	1.0009	16.0	0.99895	1.00074	17.0	0.99878	1.00057	18.0	0.99860	1.00039			
.1	0.99909	1.00088	.1	0.99893	1.00072	.1	0.99876	1.00055	.1	0.99858	1.00037			
.2	0.99907	1.00087	.2	0.99891	1.00071	.2	0.99874	1.00054	.2	0.99856	1.00035			
.3	0.99906	1.00085	.3	0.99890	1.00069	.3	0.99872	1.00052	.3	0.99854	1.00034			
.4	0.99904	1.00084	.4	0.99888	1.00067	.4	0.99871	1.00050	.4	0.99852	1.00032			
.5	0.99902	1.00082	.5	0.99886	1.00066	.5	0.99869	1.00048	.5	0.99850	1.00030			
.6	0.99901	1.0008	.6	0.99885	1.00064	.6	0.99867	1.00047	.6	0.99848	1.00028			
.7	0.99899	1.00079	.7	0.99883	1.00062	.7	0.99865	1.00045	.7	0.99847	1.00026			
.8	0.99898	1.00077	.8	0.99881	1.00061	.8	0.99863	1.00043	.8	0.99845	1.00024			
.9	0.99896	1.00076	.9	0.99879	1.00059	.9	0.99862	1.00041	.9	0.99843	1.00022			
19.0	0.99841	1.0002	20.0	0.99821	1.00000	21.0	0.99799	0.99979	22.0	0.99777	0.99957			
.1	0.99839	1.00018	.1	0.99819	0.99998	.1	0.99797	0.99977	.1	0.99775	0.99954			
.2	0.99837	1.00016	.2	0.99816	0.99996	.2	0.99795	0.99974	.2	0.99773	0.99952			
.3	0.99835	1.00014	.3	0.99814	0.99994	.3	0.99793	0.99972	.3	0.99770	0.99950			
.4	0.99833	1.00012	.4	0.99812	0.99992	.4	0.99791	0.99970	.4	0.99768	0.99947			
.5	0.99831	1.00010	.5	0.99810	0.99990	.5	0.99789	0.99968	.5	0.99766	0.99945			
.6	0.99829	1.00008	.6	0.99808	0.99987	.6	0.99786	0.99966	.6	0.99764	0.99943			
.7	0.99827	1.00006	.7	0.99806	0.99985	.7	0.99784	0.99963	.7	0.99761	0.99940			
.8	0.99825	1.00004	.8	0.99804	0.99983	.8	0.99782	0.99961	.8	0.99759	0.99938			
.9	0.99823	1.00002	.9	0.99802	0.99981	.9	0.99780	0.99959	.9	0.99756	0.99936			
23.0	0.99754	0.99933	24.0	0.99730	0.99909	25.0	0.99705	0.99884	26.0	0.99679	0.99858			
.1	0.99752	0.99931	.1	0.99727	0.99907	.1	0.99702	0.99881	.1	0.99676	0.99855			
.2	0.99749	0.99929	.2	0.99725	0.99904	.2	0.99700	0.99879	.2	0.99673	0.99852			
.3	0.99747	0.99926	.3	0.99723	0.99902	.3	0.99697	0.99876	.3	0.99671	0.99850			
.4	0.99745	0.99924	.4	0.99720	0.99899	.4	0.99694	0.99874	.4	0.99668	0.99847			
.5	0.99742	0.99921	.5	0.99717	0.99897	.5	0.99692	0.99871	.5	0.99665	0.99844			
.6	0.9974	0.99919	.6	0.99715	0.99894	.6	0.99689	0.99868	.6	0.99663	0.99842			
.7	0.99737	0.99917	.7	0.99712	0.99892	.7	0.99687	0.99866	.7	0.99660	0.99839			
.8	0.99735	0.99914	.8	0.99710	0.99889	.8	0.99684	0.99863	.8	0.99657	0.99836			
.9	0.99732	0.99912	.9	0.99707	0.99887	.9	0.99681	0.99860	.9	0.99654	0.99833			
27.0	0.99652	0.99831	28.0	0.99624	0.99803	29.0	0.99595	0.99774	30.0	0.99565	0.99744			
.1	0.99649	0.99828	.1	0.99621	0.99800	.1	0.99592	0.99771	.1	0.99562	0.99741			
.2	0.99646	0.99825	.2	0.99618	0.99797	.2	0.99589	0.99768	.2	0.99559	0.99738			
.3	0.99643	0.99822	.3	0.99615	0.99794	.3	0.99586	0.99765	.3	0.99556	0.99735			
.4	0.99641	0.99820	.4	0.99612	0.99791	.4	0.99583	0.99762	.4	0.99553	0.99732			
.5	0.99638	0.99817	.5	0.99609	0.99788	.5	0.99580	0.99759	.5	0.99550	0.99729			
.6	0.99635	0.99814	.6	0.99607	0.99785	.6	0.99577	0.99756	.6	0.99547	0.99726			
.7	0.99632	0.99811	.7	0.99604	0.99783	.7	0.99574	0.99753	.7	0.99544	0.99723			
.8	0.99629	0.99808	.8	0.99601	0.99780	.8	0.99571	0.99750	.8	0.99541	0.99720			
.9	0.99627	0.99806	.9	0.99598	0.99777	.9	0.99568	0.99747	.9	0.99538	0.99716			

Fuente: ASTM D 854-02

En lo referente al ensayo para determinar el valor de la gravedad específica, la norma ASTM 854-02 sugiere:

- a) En caso de existir problemas para formar la lechada al trabajarse con el matraz de 250 ml, será necesario usar el matraz de 500 ml.
- b) Dejar reposar el matraz en el recipiente de baño maría toda la noche para alcanzar el equilibrio térmico en la mezcla.

En cuanto al procedimiento que se emplee para alcanzar la marca de enrase en el matraz, se puede emplear la técnica de añadir agua o la técnica de extraer el exceso de agua una vez que se ha alcanzado el equilibrio térmico en la mezcla; la norma ASTM D 854-02 recomienda emplear la última técnica y es debido a que mediante ésta se reduce las posibilidades de alterar el equilibrio térmico de la mezcla; pero, si se recurre al método de añadir agua, Juárez Badillo recomienda que se agregará agua hasta llegar a la marca de enrase y una vez alcanzado el equilibrio térmico de la mezcla se procederá a añadir el agua mediante un gotero, a fin de regular la cantidad de agua vertida y en caso de rebasarse la marca de enrase, se empleará papel absorbente para extraer el exceso de agua.

2.4 Análisis granulométrico por tamizado y determinación del porcentaje menor a 0.075 mm

Indistintamente del origen del suelo, los tamaños de las partículas, en general, que son parte de un suelo, varían en un rango amplio. Los suelos en general son llamados grava, arena, limo o arcilla, dependiendo de los tamaños de partículas que predominan.

Las gravas son fracciones de rocas que en ocasiones tienen partículas de cuarzo, feldespato y otros minerales.

Las partículas de arena están formadas especialmente de cuarzo y feldespatos, aunque también están presentes, a veces, otros granos minerales.

Los limos son fragmentos microscópicos de suelo que consisten en granos muy finos de cuarzo y algunas partículas en forma de escamas (hojuelas) que son fracciones de minerales micáceos.

Las arcillas son principalmente partículas submicroscópicas en forma de escamas de mica, minerales arcillosos y otros minerales. Éstas se definen como partículas menores a 0.002 mm, que desarrollan plasticidad cuando se mezclan con una cantidad limitada de agua.

El análisis granulométrico es la determinación del rango de tamaños de partículas presentes en un suelo, expresado como un porcentaje de la masa seca total. Se usan dos métodos para encontrar la distribución del tamaño de las partículas del suelo: 1) Análisis con tamizado, para tamaños de partículas mayores de 0.075 mm de diámetro, y 2) Análisis hidrométrico, para tamaños de partículas menores de 0.075 mm de diámetro. Sin embargo, Casagrande demostró que el tamaño de las partículas no es quien diferencia un limo de una arcilla, como se creía hasta el primer cuarto del siglo XX, por lo que no es necesario el análisis hidrométrico. En el presente ensayo usaremos el primer método de análisis granulométrico.

El análisis por tamizado consiste en sacudir la muestra de suelo seco a través de un conjunto de tamices que tienen aberturas progresivamente más pequeñas. Los números de los tamices estándar con sus tamaños de aberturas se dan en la **tabla 2.4**, bajo la norma ASTM D 422 (Das, 2015).

Tabla 2.4 Serie de tamices empleados para el ensayo.

3 in (75.0 mm)	No. 4 (4.75 mm)
2 in (50.0 mm)	No. 10 (2.00 mm)
1 1/2 in (37.5 mm)	No. 20 (0.850 mm)
1 in (25.0 mm)	No. 30 (0.600 mm)
3/4 in (19.0 mm)	No. 40 (0.425 mm)
1/2 in (12.5 mm)	No. 60 (0.250 mm)
3/8 in (9.5 mm)	No. 100 (0.150 mm)
1/4 in (6.3 mm)	No. 200 (0.075 mm)

Fuente: Norma ASTM D 422.

Inicialmente, el suelo se dividía únicamente en tres o cuatro fracciones debido a lo engorroso de los procedimientos disponibles de separación por tamaños. Posteriormente, con la llegada de la técnica del tamizado, fue posible el trazo de curvas granulométricas contando con agrupaciones de las partículas del suelo en mayor número de tamaños diferentes.

La gráfica granulométrica se representa en escala semilogarítmica (solo las abscisas en escala logarítmica y ordenadas en escala natural), suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren a porcentaje, en masa, de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La forma de la curva da una rápida idea de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un solo tamaño, estará representado por una línea vertical. Los ejemplos de curvas granulométricas se muestran en la **figura 2.9**.

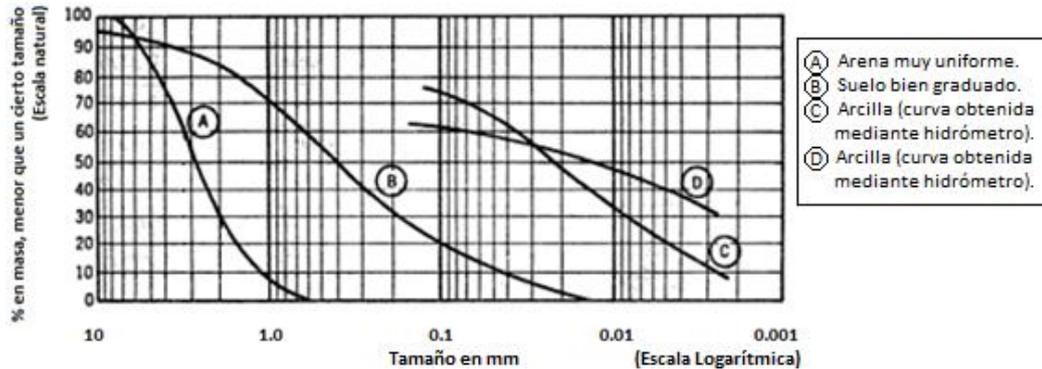


Figura 2.9 Ejemplo de curvas granulométricas de algunos suelos.

Fuente: Fundamentos de la Mecánica de Suelos tomo I (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005)

2.5 Límites de consistencia

El cambio de volumen y la capacidad de pasar de un estado sólido a un comportamiento de fluido viscoso, en los suelos, dependen del tipo y de la cantidad de minerales de arcilla, así como del contenido de agua (Crespo Villalaz, 2004).

En 1900, Atterberg desarrolló un método para describir la consistencia de los suelos de grano fino con diferentes contenidos de agua (Das, 2010).

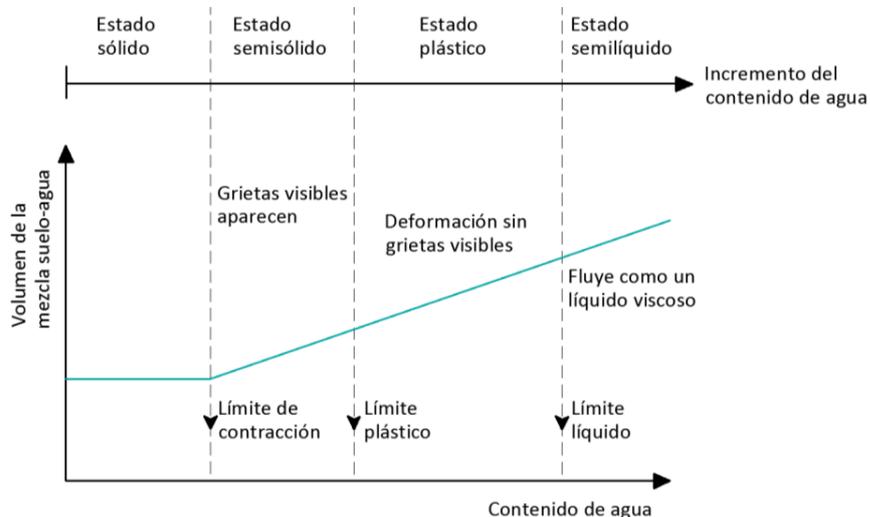


Figura 2.10 Definición de los límites de Atterberg.

Fuente: Principles of Foundation Engineering. (Das, 2016)

El contenido de agua de un suelo inicialmente en estado semilíquido sometido a un secado uniforme se reduce, y consecuentemente su volumen disminuye. A un determinado contenido de agua (límite líquido), el suelo adquiere rigidez y ya no puede fluir como un líquido viscoso, y conforme el suelo continúa secándose, se alcanza un rango de contenido de agua en el cual el suelo puede ser remoldeado sin desmoronamiento (comportamiento plástico); pero si el secado se extiende fuera de dicho rango, se ingresa en un estado semisólido, en donde una nueva deformación presenta grietas visibles. El contenido de agua en el cual el suelo cambia de un estado plástico a semisólido se conoce como límite plástico. Al continuar secándose el suelo, éste ingresa a un estado en donde no existe cambio de volumen, debido a que aproximadamente toda el agua en el suelo ha sido eliminada. El contenido de agua en el cual el suelo cambia de un estado semisólido a sólido es llamado límite de contracción (Budhu, 2015).

Los estados anteriores son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando y no existen criterios estrictos para distinguir sus fronteras; el establecimiento de éstas se realiza de manera convencional. Atterberg fue quién estableció las primeras convenciones, bajo el nombre general de límites de consistencia (**figura 2.10**) (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

Cuando un suelo arcilloso pasa de un estado a otro, se está cambiando su consistencia al incrementar o reducir el contenido de agua. Consistencia es la resistencia a fluir y se relaciona con la fuerza de atracción entre partículas (Yong & Warkentin, 1996). La transición de un estado a otro no ocurre inmediatamente, sino que tiene lugar gradualmente a través de un amplio rango del contenido de agua; por esta razón cada intento para establecer los criterios que permitan definir el límite entre los diferentes estados del suelo (límites de consistencia) involucra algunos elementos convencionales. El método de mayor aceptación en cuanto a los propósitos de ingeniería se refiere fue tomado de la agronomía, el mismo que es conocido como el método de Atterberg, en donde los contenidos de agua entre los estados de consistencia son llamados límites de Atterberg (Terzaghi, Peck, & Mesri, 1996).

2.5.1 Límite líquido

Un diagrama del aparato para la determinación del límite líquido se muestra en la **figura (2.11a)**, que consiste en una base de caucho vulcanizado y una copa de bronce acoplada a un dispositivo mecánico. Para el ensayo de límite líquido se coloca la pasta de suelo en la copa y se realiza una ranura en el centro de ésta, usando para ello la herramienta de corte estándar (**figura 2.11b**). Luego, a través del dispositivo mecánico la copa es levantada y se deja caer desde una altura de 10 mm. El contenido de agua, en porcentaje, requerido para que la ranura se cierre longitudinalmente una distancia de 12.7 mm luego de 25 golpes se define como límite líquido. En la **figura 2.12** se puede observar como la parte inferior de la ranura se cierra longitudinalmente (Das, 2010).

Casagrande concluyó que la fuerza que se opone a la fluencia de los lados de la ranura proviene de la resistencia al corte del suelo, convirtiéndose el número de golpes requerido para cerrar la ranura en la medida de dicha resistencia. Un suelo plástico en el límite líquido presenta una resistencia al corte de 25 g/cm^2 ($\approx 2.5 \text{ kN/m}^2$) (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

El límite líquido se obtiene mediante una gráfica semilogarítmica, con el número de golpes sobre la escala logarítmica (abscisa) y el contenido de agua sobre la escala aritmética (ordenada) (Das, 2002).

Todas las dimensiones en mm.

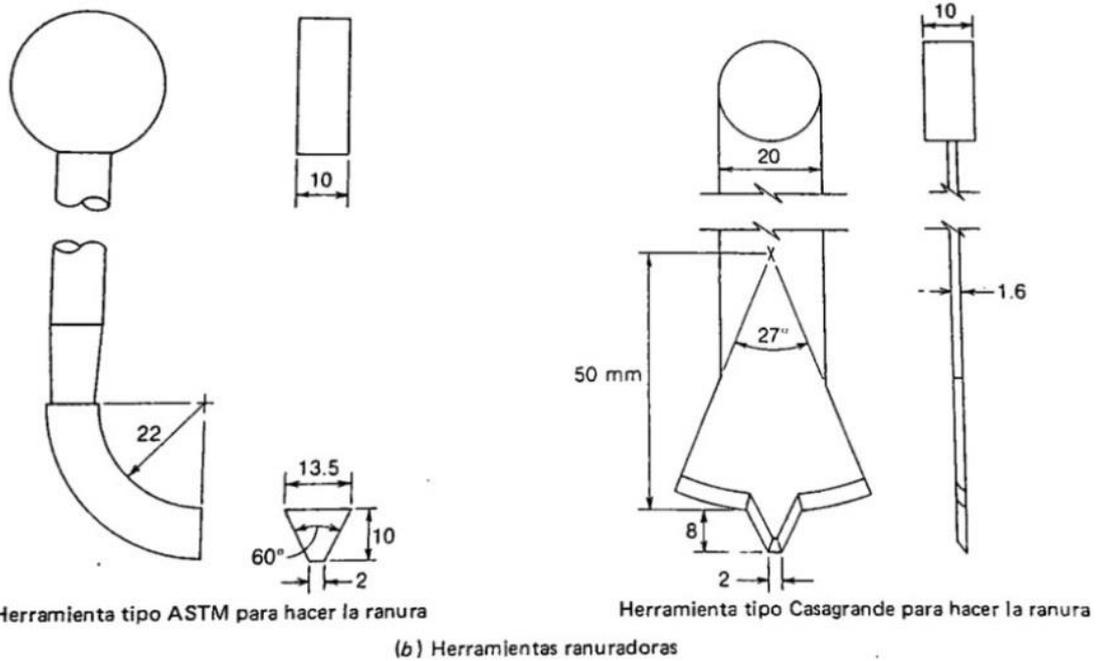
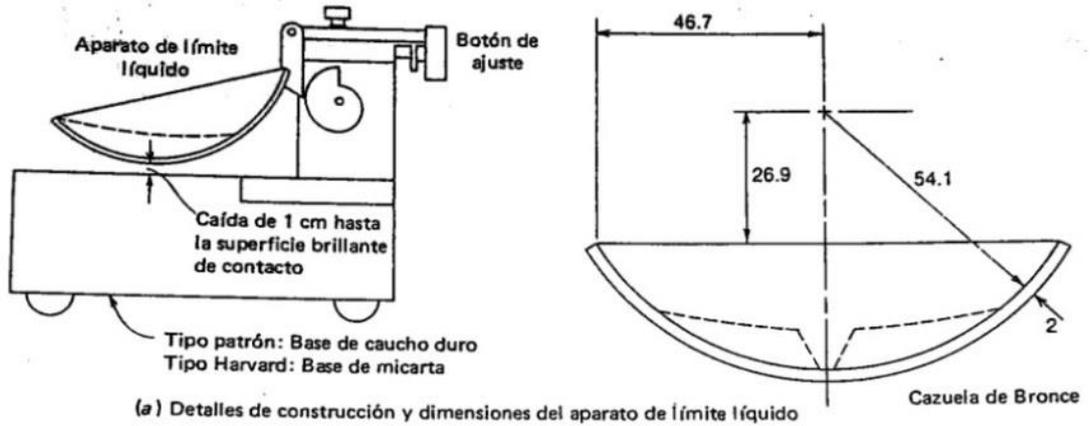


Figura 2.11 Equipo para la determinación del límite líquido.

Fuente: Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil (Bowles J. E., 1980)

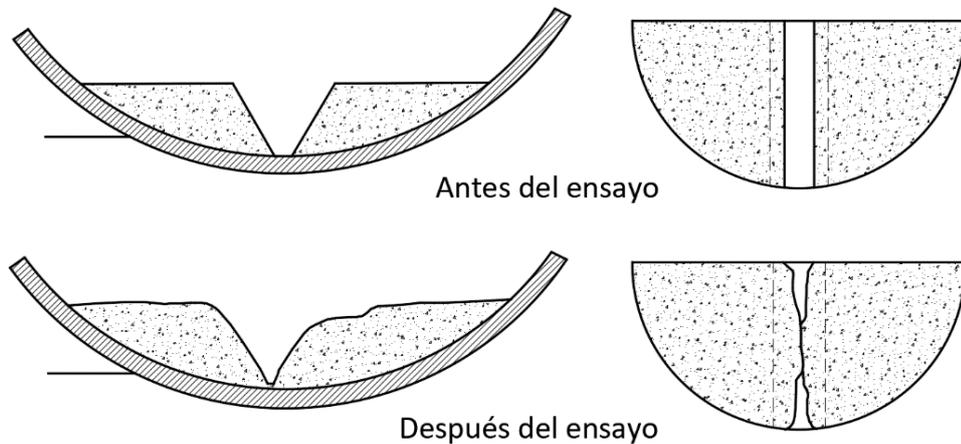


Figura 2.12 Cierre longitudinal de la ranura.

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones (Crespo Villalaz, 2004)

En cuanto a la preparación de la muestra para la determinación del límite líquido la norma INEN 688 1982-05 establece que ésta puede ser realizada mediante cuatro procedimientos, dependiendo del % que pasa el tamiz N°200 y si se requieren muestras secas o húmedas. Sin embargo, para la guía metodológica correspondiente a la determinación del límite líquido mediante el método de Casagrande se trabajará con aproximadamente 250 g del material que pasa el tamiz N°40 (0.425 mm); posteriormente se dejará evaporar la muestra, en caso de ser necesario, o se añadirá agua destilada y se la mezclará completamente con el suelo, usando para ello una espátula, hasta conseguir una pasta de suelo cremosa y homogénea que pueda ser fácilmente moldeada con los dedos.

En lo referente al ensayo de límite líquido, se colocará una porción de la pasta de suelo en la copa de Casagrande y se nivelará la misma paralelamente a la base de impacto, de manera tal que la altura de la muestra en la copa sea de 1 cm en la parte de mayor profundidad, como se muestra en la **figura 2.13**. Una altura mayor a 1 cm disminuye el valor del límite líquido, mientras, que una altura menor aumenta dicho valor (Crespo Villalaz, 2004).



Figura 2.13 Altura de la pasta de suelo en la copa de Casagrande.

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones (Crespo Villalaz, 2004)

Una vez que la pasta de suelo haya sido nivelada se realizará una ranura longitudinal en ésta, de manera tal que la pasta sea dividida en dos porciones. Luego se procederá a girar el manubrio contando el número necesario de golpes para que la parte inferior de la ranura se cierre una distancia continua de alrededor de 12.7mm, teniendo presente que la ranura deberá cerrarse por fluencia del suelo y no por el deslizamiento de éste respecto a la copa (NTE INEN, 1982 reprobado en 2005).

Si el número de golpes necesarios para cerrar la ranura se encuentra entre 35 y 45 se procederá a determinar el contenido de agua de la muestra; caso contrario, se deberá transferir la pasta de la copa a la fuente de mezclado, añadir agua destilada y volver a mezclar, o dejarla secar al aire, según corresponda, hasta conseguir un número de golpes entre 35 y 45, una vez que se ha alcanzado los golpes entre dicho rango será necesario repetir todos los pasos anteriormente indicados, hasta que en tres determinaciones consecutivas se obtenga para el mismo contenido de agua un valor consistente del número de golpes (1 golpe de diferencia) para cerrar la ranura, debiendo tenerse la precaución de que la muestra no pierda humedad entre cada determinación, debido a que el N° de golpes para cerrar la ranura aumenta gradualmente conforme la pasta se va secando.

Nota: Un golpe de diferencia en tres determinaciones consecutivas significa que el número de golpes necesarios para cerrar la ranura será el valor que varíe en un golpe respecto a los otros dos; por ejemplo, para la primera determinación se obtuvo 44 golpes, en la siguiente 45 y en la última 43, por lo tanto el número de golpes que se considerará será de 44.

Debido a que el límite líquido se define como el contenido de agua, en porcentaje, requerido para que la ranura se cierre longitudinalmente una distancia de 12.7 mm luego de 25 golpes, se repetirá el ensayo por lo menos cuatro veces, únicamente añadiendo agua destilada a la muestra, de manera tal que la humedad de ésta sea mayor para cada punto. Los incrementos de agua destilada se realizarán de modo que el número de golpes necesario para cerrar la ranura varíe entre 45 a 5, de modo que dos ensayos estén bajo los 25 golpes y dos sobre los 25 golpes (NTE INEN, 1982 reprobado en 2005).

2.5.2 Límite plástico

El límite plástico se determina mediante la elaboración de rollos de suelo; el ensayo definido según Atterberg no especificaba el diámetro a que debe llegarse al formar el rollo. Terzaghi agregó la condición de que el diámetro sea de 3 mm (1/8"). La formación de los rollos de suelo se realiza sobre una superficie lisa no absorbente, hasta que a los 3 mm de diámetro el rollo se agrieta o desmorona, en ese momento se determinará su contenido de agua, definido como límite plástico (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

El límite plástico es también una medida de la resistencia al corte del suelo, pero a diferencia del límite líquido, la resistencia de diferentes suelos arcillosos en el límite plástico no es constante, ésta depende de la plasticidad de las arcillas que constituyen el suelo (Bowles J. E., 1980). En arcillas muy plásticas, se requiere aplicar una presión considerable para formar los rollos; por el contrario, en arcillas de baja plasticidad, el agrietamiento del rollo puede ocurrir cuando éste posee un diámetro mayor a 3 mm (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

Mediante relaciones entre el límite plástico y el límite líquido, es posible pronosticar como se comportaría el suelo.

La diferencia entre el límite líquido (LL) y el límite plástico (LP) se conoce como índice de plasticidad (I_p), que es el rango del contenido de agua dentro del cual el suelo se comporta plásticamente. El índice de plasticidad se calcula mediante la **ecuación (2.8)**:

$$I_p = LL - LP \quad (2.8)$$

La consistencia relativa de un suelo arcilloso en estado natural puede ser definida por una relación llamada índice de liquidez (I_L), según la **ecuación (2.9)**:

$$I_L = \frac{\omega_N - LP}{LL - LP} \quad (2.9)$$

Donde:

ω_N = contenido de humedad en sitio del suelo.

Si el contenido de agua de un estrato natural de suelo es mayor que el límite líquido, el índice de liquidez es mayor a 1, y el suelo puede ser remoldeado hasta alcanzar una forma viscosa que fluye como un líquido. Si el contenido natural de agua es menor que el límite plástico (suelos sobreconsolidados), el índice de liquidez es negativo, y el suelo no puede ser remoldeado (Das, 2010).

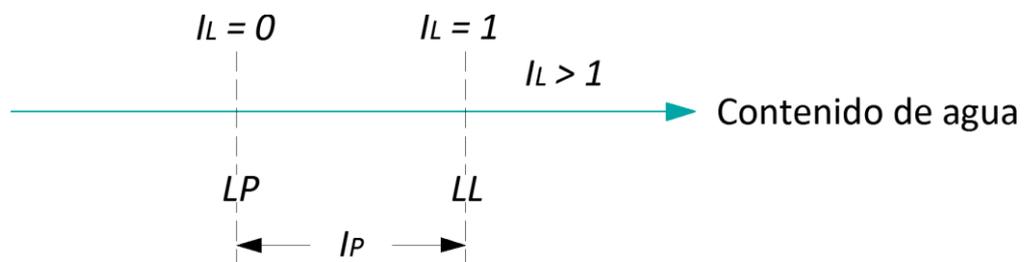


Figura 2.14 Índice de liquidez.

Fuente: Principles of geotechnical engineering (Das, 2010)

Otro índice que es comúnmente usado para propósitos de ingeniería es el índice de consistencia (I_C), que es definido por la **ecuación (2.10)**:

$$I_C = \frac{LL - \omega_N}{LL - I_P} \quad (2.10)$$

Donde:

ω_N = contenido de humedad en sitio del suelo.

Si ω_N es igual al límite líquido, el índice de consistencia es cero, y si $\omega_N = I_P$, $I_C = 1$ (Das, 2010).

En cuanto a la preparación de la muestra para la determinación del límite plástico la norma INEN 688 1982-05 establece que ésta puede ser realizada mediante cuatro procedimientos, dependiendo del % que pasa el tamiz N°200 y si se requieren muestras secas o húmedas. Sin embargo, para la guía metodológica correspondiente a la determinación del límite plástico se trabajará con aproximadamente 100 g del material que pasa el tamiz N°40 (0.425 mm); posteriormente se dejará evaporar la muestra, en caso de ser necesario, o se añadirá agua destilada y se la mezclará completamente con el suelo, usando para ello una espátula, hasta conseguir una pasta de suelo cremosa y homogénea que pueda ser fácilmente moldeada con los dedos.

En caso de que el límite plástico sea determinado conjuntamente con el límite líquido, se deberá tomar al iniciar el ensayo de límite líquido una muestra de aproximadamente 30 g, la cual debe ser cremosa y homogénea, capaz de formar una bola de suelo fácilmente moldeable con los dedos; esta muestra debe permanecer en un recipiente hermético.

En lo referente a la elaboración de los rollos de suelo la norma NTE INEN 692 1982-05 recomienda que el rollo alcance los 3 mm de diámetro en 5 a 15 pasadas, a una velocidad de 80 a 90 pasadas por minuto. La norma ASTM D 4318-00 sugiere que el rolado de la pasta se realice en un lapso de tiempo máximo de 2 minutos.

2.6 Compactación tipo Proctor Estándar y Modificado

En la construcción de terraplenes para carreteras, presas de tierra y muchas otras estructuras de la ingeniería, los suelos sueltos deben ser compactados para incrementar sus densidades. Con ello se incrementan las características de resistencia de los suelos, aumentando así la capacidad de carga de las cimentaciones construidas sobre ellos, disminuyendo también la magnitud de los asentamientos indeseables de las estructuras e incrementando la estabilidad de los taludes de los terraplenes.

En general, la compactación es la densificación del suelo por remoción de aire existente entre las partículas, lo que requiere de energía mecánica. El grado de compactación de un suelo se mide en términos de su densidad seca. Cuando se agrega agua al suelo durante la compactación, ésta actúa como un agente lubricante de las partículas del suelo, que hace que se deslicen entre sí y se muevan a una posición que proporciona mayor densidad. Por ello, cuando el contenido de agua es gradualmente incrementado y se utiliza el mismo esfuerzo compactador para la compactación, la masa de sólidos del suelo en un volumen unitario (densidad seca) crece en forma gradual.

Más allá de un cierto contenido de agua cualquier incremento del mismo tiende a reducir la densidad seca, debido a que el agua toma los espacios que podrían haber sido ocupados por las partículas sólidas. El contenido de agua bajo el cual se alcanza la máxima densidad seca se denomina contenido de agua óptimo para dicho esfuerzo compactador (energía de compactación).

En la actualidad, la prueba de laboratorio utilizada en todos los países para obtener la densidad seca máxima y el contenido de agua óptimo de un suelo, para un mismo esfuerzo de compactación (energía de compactación), fue ideada por R.R. Proctor, en los Estados Unidos de América, en 1933.

En la Prueba Proctor, el suelo es compactado en un molde que tiene un volumen de 943.3 cm^3 . El diámetro del molde es de 101.6 mm. Durante la prueba de laboratorio el molde se une a una placa de base en el fondo y a una extensión o collarín en la parte superior. El suelo se mezcla con cantidades variables de agua y luego se compacta en tres capas iguales por medio de un pisón o martillo que transmite 25 golpes, por caída libre, a cada capa. El pisón o martillo pesa 24.4 N y tiene una altura de caída de 304.8 mm. Ver la **figura 2.15**.

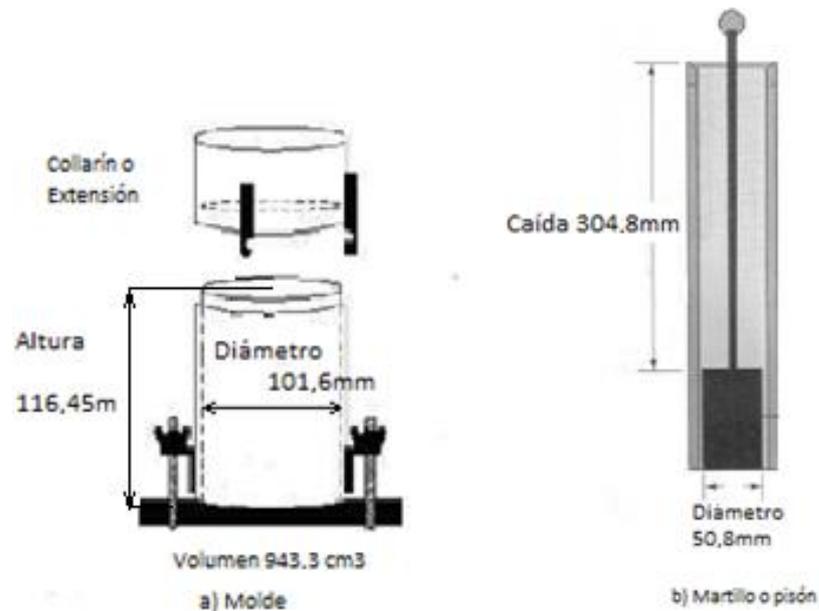


Figura 2.15 Equipo de la prueba de compactación ideado por R.R. Proctor: a) Molde y b) Pisón.
Fuente: ASTM D-698 Compactación tipo Proctor Estándar

Para cada prueba la densidad húmeda de compactación se calcula por la **ecuación (2.11)**:

$$\rho_f = \frac{m}{V} \quad (2.11)$$

Donde:

m = masa del suelo húmedo compactado en el molde (g).

V = volumen del molde (943.3 cm^3).

ρ_f = densidad húmeda del suelo (g/cm^3).

Para cada prueba, el contenido de agua del suelo compactado se determina con un contenido de agua conocido, la densidad seca se calcula con la **ecuación (2.12)**:

$$\rho_d = \frac{\rho_f}{1 + \omega} = \frac{\rho_f}{1 + \frac{\omega(\%)}{100}} \quad (2.12)$$

Donde:

ρ_d = densidad seca del suelo (g/cm^3).

ρ_f = densidad húmeda del suelo (g/cm^3).

ω = contenido de agua (%).

Los valores de densidad seca, ρ_d , obtenidos con la **ecuación (2.12)** se grafican contra los correspondientes contenidos de agua para obtener la densidad seca máxima y el contenido de agua óptimo para el suelo. En la **figura 2.16** se muestra la curva de compactación de un suelo con contenido de finos y los conceptos de densidad seca máxima y contenido de agua óptimo, para un mismo esfuerzo (energía) de compactación.

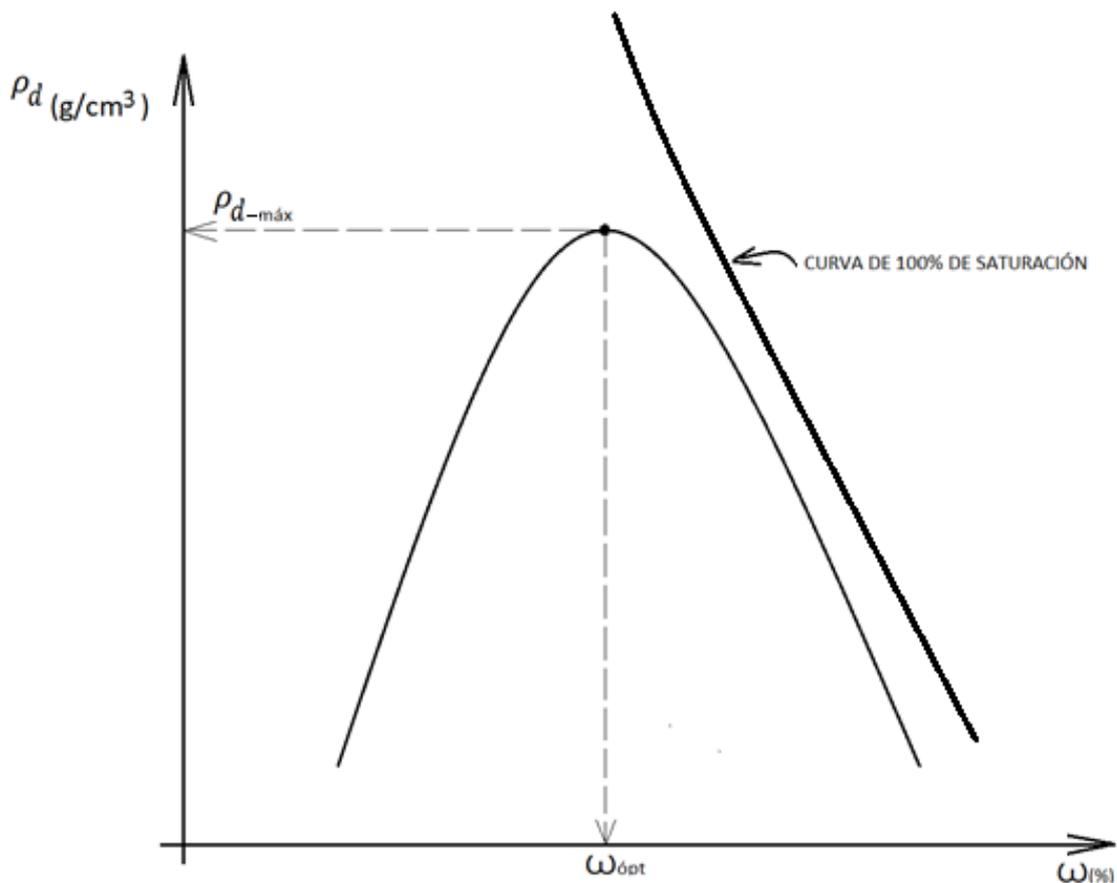


Figura 2.16 Curva de Compactación tipo Proctor en un suelo con contenido de finos y para un mismo esfuerzo de compactación. Concepto de densidad seca máxima y contenido de agua óptimo.

Fuente: Armas Novoa, 2017

Para un contenido de agua dado, la densidad seca máxima teórica se obtiene cuando no existe aire en los vacíos entre partículas, es decir el grado de saturación es del 100%. Así entonces la densidad seca máxima a un contenido de agua dado, con cero vacíos de aire y por tanto con 100% de saturación, se expresa por la **ecuación (2.13)**.

$$\rho_{zav} = \frac{G_s \times \rho_w}{1+e} \quad (2.13)$$

Donde:

ρ_{zav} = densidad seca con cero vacíos de aire (g/cm^3).

ρ_w = densidad del agua (1 g/cm^3).

e = relación de vacíos o índice de poros.

G_s = gravedad específica del suelo.

Para 100% de saturación, $e = \omega \times G_s$, por lo que la **ecuación (2.13)** se expresa también como la **ecuación (2.14)**:

$$\rho_{zav} = \frac{G_s \times \rho_w}{1 + \omega \times G_s} = \frac{\rho_w}{\omega + \frac{1}{G_s}} \quad (2.14)$$

Donde:

ρ_{zav} = densidad seca con cero vacíos de aire (g/cm^3).

ρ_w = densidad del agua (1 g/cm^3).

ω = contenido de agua (%).

G_s = gravedad específica del suelo.

La representación de la **ecuación (2.14)** en un gráfico de (ρ_d vs ω) se denomina curva de cero vacíos de aire, curva de 100% de saturación y, también, curva teórica de compactación. Con la compactación no se logra eliminar todo el aire de los vacíos del suelo, por lo que tampoco se logra la saturación, por mucho esfuerzo (energía) de compactación que se le aplique.

En la **figura 2.16** se muestra también la curva teórica de compactación y su posición relativa con respecto a la curva de compactación. Bajo ninguna circunstancia la curva de compactación o parte de ella, puede encontrarse a la derecha de la curva teórica de compactación de un suelo. Por ello, la curva teórica de compactación de un suelo es inalcanzable e irrebasable, por mucha energía de compactación que se le aplique al suelo.

La energía de compactación por unidad de volumen que se aplica en las Pruebas de Compactación Tipo Proctor puede ser cuantificada mediante la **ecuación (2.15)**:

$$E_c = \frac{[\text{Peso del pisón(N)}] \times [\text{Altura de caída del pisón(cm)}] \times [\text{N}^\circ \text{ de capas}] \times [\text{N}^\circ \text{ de golpes por capa}]}{\text{Volumen del molde (cm}^3\text{)}} \quad (2.15)$$

De acuerdo con los valores que entregó Proctor para realizar lo que conocemos como Prueba de Compactación Proctor Estándar, tenemos que la energía de compactación por unidad de volumen, E_c , sería:

$$E_c = \frac{(24.4\text{N})(30.48\text{cm})(25)(3)}{943.3\text{cm}^3} = 59.13 \frac{\text{N} \times \text{cm}}{\text{cm}^3} = 591.3 \frac{\text{kN} \times \text{m}}{\text{m}^3}$$

Con el desarrollo de rodillos (compactadores) pesados y su uso en la compactación en campo, la denominada Prueba de Compactación Proctor Estándar, realizada con una energía de compactación por unidad de volumen de $591.3 \text{ kN} \times \text{m}/\text{m}^3$, fue modificada para representar mejor las condiciones de campo. A ésta se le llama Prueba de Compactación Proctor Modificada y para llevar a cabo la misma se usa el mismo molde, con un volumen de 943.3 cm^3 , como en el caso de la Prueba de Compactación Proctor Estándar, el suelo es compactado en 5 capas por un pisón o martillo que pesa 44.5 N. La caída del pisón o martillo es de 457.2 mm y el número de golpes por cada capa es de 25.

La energía de compactación por unidad de volumen de suelo en la Prueba de Compactación Proctor Modificado se calcula como:

$$E_c = \frac{(44.5\text{N})(45.72\text{cm})(25)(5)}{943.3\text{cm}^3} = 269.6 \frac{\text{N} \times \text{cm}}{\text{cm}^3} = 2696 \frac{\text{kN} \times \text{m}}{\text{m}^3}$$

Debido a que incrementa la energía de compactación, la Prueba de Compactación Proctor Modificado resulta en un incremento de la densidad seca máxima del suelo, acompañado por un decremento del contenido de agua óptimo. En la **figura 2.17** se muestra una representación gráfica de lo expuesto anteriormente en un mismo suelo (Armas Novoa, 2017).

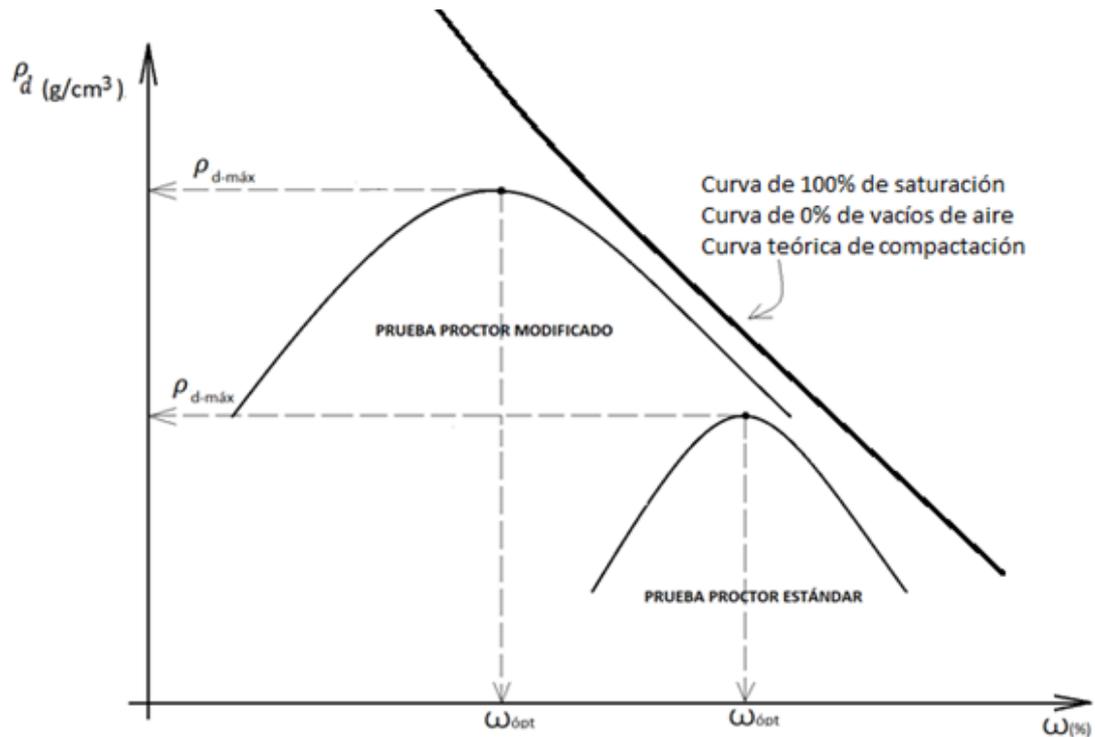


Figura 2.17 Esquema de las curvas de compactación de un suelo, obtenidas con las energías de compactación Proctor Estándar y Modificado y sus posiciones relativas con respecto a la curva teórica de compactación.

Fuente: Armas Novoa, 2017

2.7 Consolidación unidimensional

Un incremento de esfuerzo causado por la construcción de cimentaciones u otras cargas comprime los estratos del suelo. La compresión es causada por: deformación de las partículas de suelo, reubicación de las partículas de suelo, y expulsión de agua o aire de los vacíos del suelo (Das, 2010).

La consolidación es un proceso de disminución de volumen, que tiene lugar en un período de tiempo, provocada por un incremento de las cargas sobre el suelo (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

En general, el asentamiento del suelo causado por una carga impuesta puede dividirse en tres categorías:

1. Asentamiento elástico (asentamiento inmediato). Causado por la deformación elástica de los suelos secos, húmedos y saturados, sin ningún cambio en el contenido de agua.
2. Asentamiento de consolidación primaria. Es el resultado del cambio de volumen en un suelo arcillo saturado, debido a la expulsión del agua que ocupa los vacíos del suelo.

3. Asentamiento de consolidación secundaria. Se produce en suelos arcillosos y es el resultado del reajuste plástico de los granos de suelo (Das, 2010).

2.7.1 Fundamentos de la consolidación

Cuando una capa de suelo saturado es sometida a un incremento de esfuerzo, la presión del agua intersticial se incrementa repentinamente. A medida que se expulsa el agua intersticial, se tendrá conjuntamente una reducción en volumen de la masa del suelo, que resultará en un asentamiento. En suelos permeables, como es el caso de los suelos arenosos, el asentamiento elástico y la consolidación ocurren simultáneamente como consecuencia del rápido drenaje del agua intersticial. Mientras que en el caso de una capa de arcilla compresible y saturada, al encontrarse sometida a un incremento de esfuerzo, el asentamiento elástico ocurrirá inmediatamente y el exceso de presión del agua intersticial generado por la carga se disipará gradualmente en un período largo de tiempo, como consecuencia de una permeabilidad baja. En definitiva, el asentamiento causado por la consolidación en una arcilla puede continuar por un tiempo extenso posterior al asentamiento elástico.

En la **figura 2.18** se muestra un modelo mecánico propuesto por Terzaghi que permite representar la deformación dependiente del tiempo, para lo cual un cilindro de sección transversal A , lleno de agua, posee un pistón impermeable acoplado a un resorte y una válvula (**figura 2.18a**). Al colocar una carga P sobre el pistón, manteniendo la válvula cerrada (**figura 2.18b**), debido a que el agua es incompresible la carga en su totalidad será resistida por ésta, como consecuencia el resorte no se deformará. El exceso de presión hidrostática (Δ_u) es igual a la carga dividida para el área transversal del cilindro (Das, 2010).

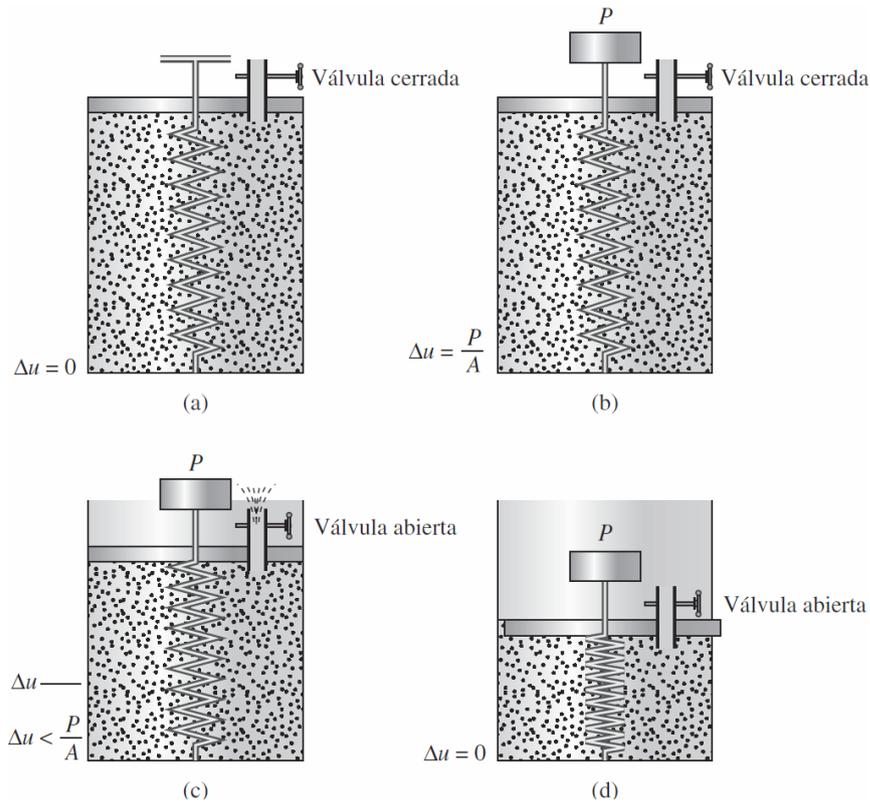


Figura 2.18 Modelo resorte-cilindro.

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica (Das, 2015)

Al abrirse la válvula el agua fluirá hacia el exterior (**figura 2.18c**), lo que producirá una transferencia gradual de carga del fluido al resorte, derivando en una reducción de la presión hidrostática y consecuentemente una compresión del resorte. La velocidad de transferencia depende del diámetro del orificio y de la viscosidad del agua.

Después de un tiempo el exceso de presión hidrostática será igual a cero y el sistema alcanzará su equilibrio, es decir, la carga en su totalidad será soportada por el resorte (**figura 2.18d**) (Das, 2010).

En base al modelo anterior es posible analizar la deformación de una capa de arcilla saturada de espesor H sometida a un incremento de esfuerzo, dicho estrato de arcilla se encuentra confinado entre dos capas de arena y será sometido a un aumento instantáneo del esfuerzo total ($\Delta\sigma$) como se puede observar en la **figura 2.19**, el mismo que se transmitirá al agua intersticial (presión hidrostática) y a los sólidos de suelo (esfuerzo efectivo). En el estrato de suelo, la estructuración de las partículas sólidas puede considerarse representada por el resorte y el agua intersticial por el fluido incompresible de la cámara (Das, 2010).

Debido a la baja permeabilidad que tiene la arcilla y a que el agua es incompresible, en comparación con la estructura del suelo, en un tiempo $t = 0$ todo incremento del esfuerzo total será resistido por el agua en todas las profundidades. A medida que el agua de los poros comience a drenar por las capas de arena, el exceso de presión de agua intersticial disminuirá gradualmente y el esfuerzo efectivo se incrementará. Por lo tanto, para un tiempo $0 < t < \infty$, se tiene la **ecuación (2.16)**:

$$\Delta_{\sigma} = \Delta_{\sigma'} + \Delta_u \quad (\Delta_{\sigma'} > 0 \text{ y } \Delta_u < \Delta_{\sigma}) \quad (2.16)$$

Donde:

Δ_{σ} = Incremento en el esfuerzo total.

$\Delta_{\sigma'}$ = Incremento en el esfuerzo efectivo.

Δ_u = Incremento en la presión de agua intersticial.

Sin embargo, la magnitud de $\Delta_{\sigma'}$ y Δ_u van a variar a diferentes profundidades, dependiendo de la longitud de drenaje que tiene que recorrer el agua para ser expulsada.

Teóricamente, en el tiempo $t = \infty$, todo el exceso de presión del agua intersticial se disiparía por el drenaje total del agua, en consecuencia el incremento del esfuerzo total será asumido por la estructura de suelo.

$$\Delta_{\sigma} = \Delta_{\sigma'}$$

Este proceso de drenaje gradual bajo la aplicación de una carga adicional y la transferencia de exceso de presión del agua intersticial a esfuerzo efectivo provoca el asentamiento dependiente del tiempo (consolidación) en la capa de arcilla del suelo (Das, 2010).

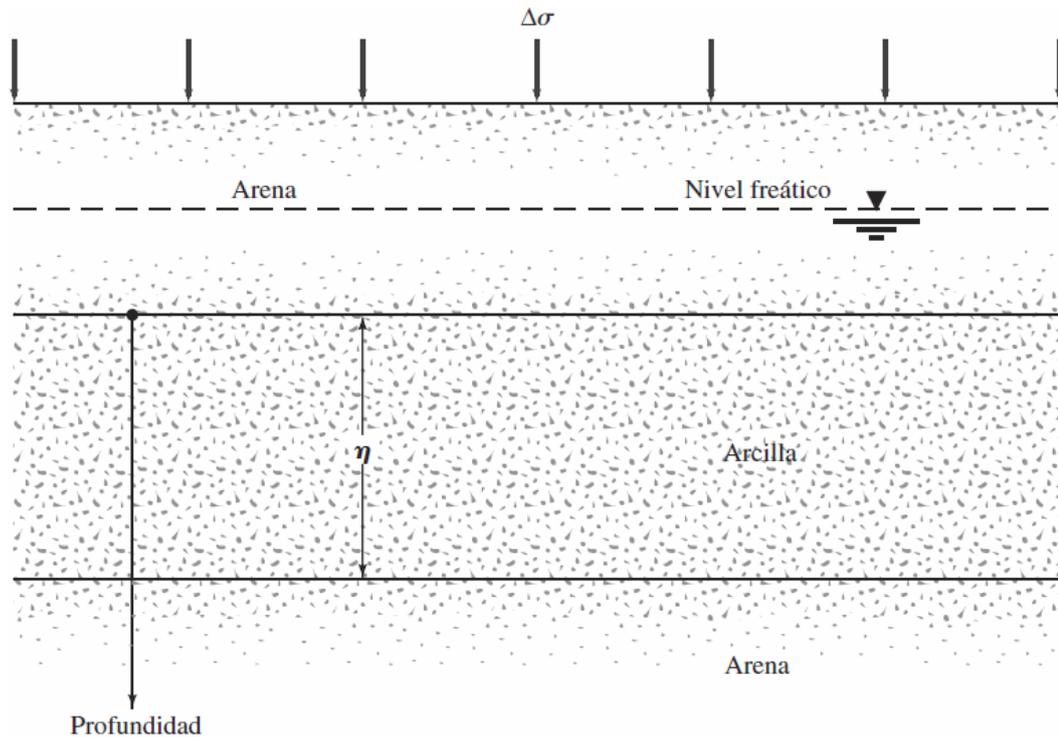


Figura 2.19 Capa de arcilla drenada por la parte superior e inferior, sometida a un incremento de esfuerzo $\Delta\sigma$.

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica (Das, 2015)

El ensayo de consolidación para suelos finos desarrollado por Terzaghi, permite medir la relación entre el esfuerzo aplicado al suelo, la reducción de volumen de éste y el tiempo necesario para dicha deformación. Durante el ensayo, la muestra de suelo es colocada entre dos piedras porosas y confinada lateralmente con un anillo metálico; por tal razón se conoce como ensayo de compresión confinada o de consolidación unidimensional, en donde se permite únicamente la disminución de volumen de la masa de suelo en sentido vertical y se restringe los desplazamientos horizontales de las partículas sólidas (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

El ensayo se lleva a cabo en un consolidómetro (edómetro). El conjunto anillo-suelo se coloca dentro de un cilindro que permite añadir agua, a fin de mantener la muestra saturada; durante el ensayo se aplica una serie de incrementos de carga axial y consecuencia de éstos el agua tiende a salir de la muestra a través de las piedras porosas. Las deformaciones (acortamiento o incremento de altura) que sufre la muestra bajo una carga aplicada se registran en un micrómetro y mediante un cronómetro se determina el tiempo que transcurre para alcanzar la deformación que origina cada incremento de carga (Crespo Villalaz, 2004).

La carga sobre la muestra es aplicada a través de un brazo de palanca (**figura 2.20**), mediante la cual se consiguen relaciones de 9:1, 10:1, y 11:1, las cuales permiten incrementar la carga 9, 10 y 11 veces respectivamente (HUMBOLDT, 2012). Cada carga generalmente se mantiene por 24 horas y luego ésta es duplicada (Das, 2010).

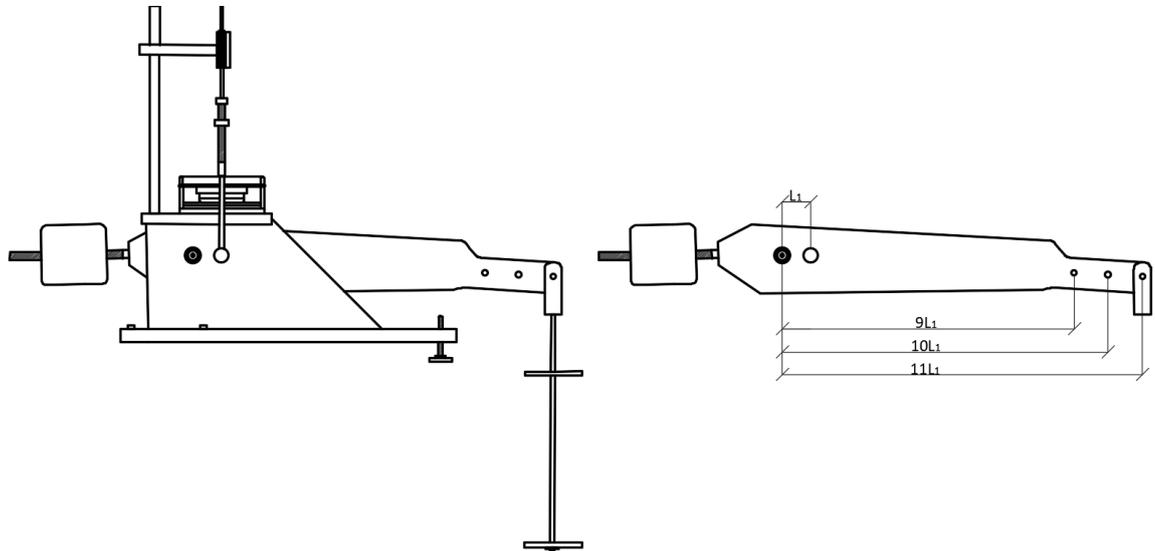


Figura 2.20 Esquema del dispositivo de carga de un consolidómetro.

Fuente: Propia

Para cada incremento de carga, en una gráfica de deformación de la muestra en función del tiempo (**figura 21**) se puede observar tres etapas:

Etapa I: Compresión inicial, causada principalmente por la precarga.

Etapa II: Consolidación primaria, en donde el exceso de presión de agua de poro (exceso de presión de agua intersticial) es transferida gradualmente a la fase sólida del suelo debido a la expulsión del agua de los poros.

Etapa III: Consolidación secundaria, posterior a la disipación completa del exceso de presión de agua intersticial; se debe al reajuste plástico de las partículas de suelo (Das, 2010).

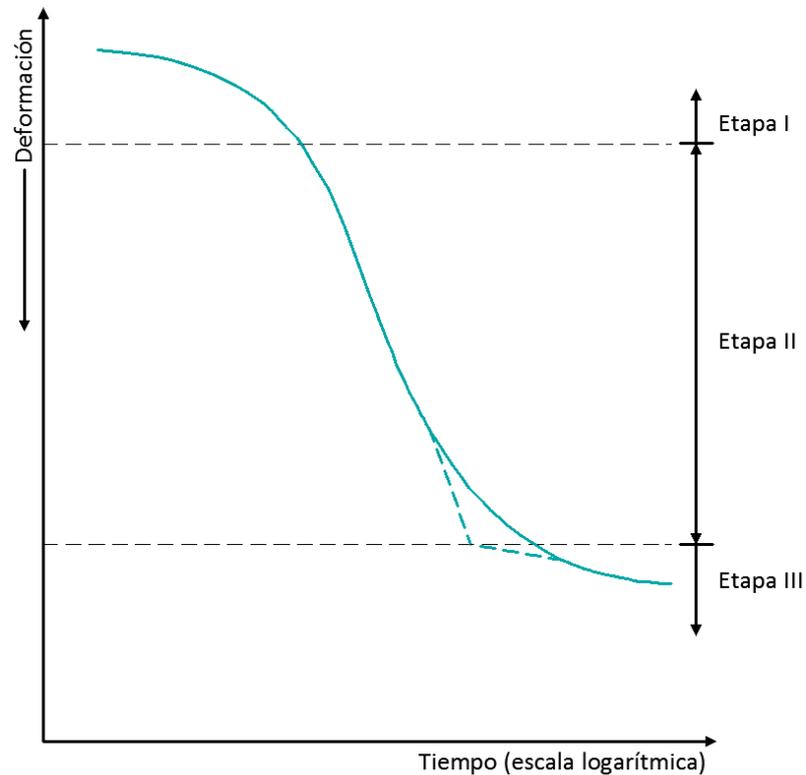


Figura 2.21 Gráfica tiempo-deformación durante la consolidación para un incremento de carga.

Fuente: Principles of geotechnical engineering (Das, 2010)

En suelos permeables o cuando la carga es aplicada a un suelo fino seco o con bajo grado de saturación, la disminución de volumen debida a la reducción de los vacíos del suelo ocurre en un período tan corto, que es posible considerar la deformación como instantánea. En estos casos existe una deformación vertical prácticamente inmediata, que no se considera como un proceso de consolidación (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

En lo referente al ensayo edométrico, la muestra puede ser insertada en el anillo mediante dos técnicas según la norma ASTM D 2435-03:

- a) Empleando un plato giratorio de corte, en donde se realiza un corte completo del perímetro, reduciendo el diámetro de la muestra hasta que éste sea semejante al diámetro interior del anillo de consolidación, posteriormente se inserta con la menor fuerza posible el anillo de consolidación en la muestra. Conforme el labrado de la muestra progresa, colocar una placa de vidrio en la parte inferior del anillo y mediante otra placa presionar la muestra hacia el interior del anillo, a fin de evitar la pérdida de humedad.

- b) Utilizando el anillo de consolidación para cortar la muestra, mediante esta técnica el diámetro de la muestra se reduce gradualmente y el corte se realiza verticalmente hasta que la muestra penetra en el anillo y sobresale ligeramente por el extremo opuesto.

Una vez que la muestra ha sido introducida y nivelada respecto a los bordes del anillo, se procede a montar el conjunto en el banco de consolidación, cuidando que mientras no se coloque la carga de asentamiento la altura inicial de la muestra no se incremente, ya que al sobresalir el espécimen del anillo podría generar que en el proceso de carga la piedra porosa superior se apoye sobre el anillo y consecuentemente impedir que la muestra reciba la carga. La norma ASTM D 2435-03, recomienda que si en el transcurso de la prueba la altura inicial de la muestra se incrementa, se deberá utilizar una muestra de menor espesor o se empleará un anillo equipado con un collar de extensión del mismo diámetro que el del anillo de consolidación.

La norma ASTM D 2435-03 sugiere que la muestra se mantenga saturada durante el ensayo de consolidación y que la inundación se realizará únicamente si el espécimen es una muestra inalterada que fue saturada bajo condiciones de campo o si se trata de una muestra obtenida sobre el nivel freático; sin embargo, Juárez Badillo en el libro *Mecánica de Suelos* tomo I menciona que si la muestra se sumerge desde el inicio del ensayo, se puede producir una expansión excesiva bajo las pequeñas presiones iniciales, por ello Juárez recomienda que al momento de ensamblar el anillo de consolidación en la cazuela es necesario colocar un anillo de algodón absorbente húmedo alrededor de la piedra porosa superior, debiendo quedar confinado el anillo de consolidación en la cazuela (cubrir el espacio entre la parte superior del anillo de consolidación y la cazuela). El algodón deberá mantenerse húmedo durante el proceso de compresión de la muestra, para ello deberá rociársele agua de tiempo en tiempo. El algodón puede ser retirado después de la consolidación bajo el segundo incremento de carga. Una vez retirado el algodón toda la cazuela deberá llenarse de agua y se procurará que el nivel de agua durante el resto del ensayo no descienda del borde superior del anillo o de la piedra porosa superior.

2.7.2 Coeficiente de consolidación

El grado de consolidación para un suelo fino homogéneo depende de su permeabilidad, del espesor de la capa de suelo y de la longitud de la trayectoria de drenaje. Una medida del grado de consolidación es el coeficiente de consolidación (C_v) expresado generalmente en cm^2/min .

De la teoría de consolidación unidimensional (Terzaghi, 1925), el coeficiente de consolidación se expresa como en la **ecuación (2.17)**:

$$C_v = \frac{T_v \times H_{\text{dr}}^2}{t} \quad (2.17)$$

Donde T_v se conoce como el factor tiempo, este es un término adimensional y está relacionado con el grado promedio de consolidación (U), que es el promedio del exceso de presión de agua intersticial disipada (cambio en el esfuerzo efectivo) dividido para el exceso de presión de agua intersticial inicial (presión hidrostática) o el asentamiento que se produce dividido para el asentamiento previsto cuando se disipe todo el exceso de presión de agua intersticial (Budhu, 2015).

H_{dr} es la longitud máxima que tiene que recorrer una partícula de agua para poder drenar, puede ser expresada en cm. Ver la **figura 2.22**.

t es el tiempo necesario para alcanzar un determinado grado de consolidación, generalmente se expresa en minutos (Das, 2010).

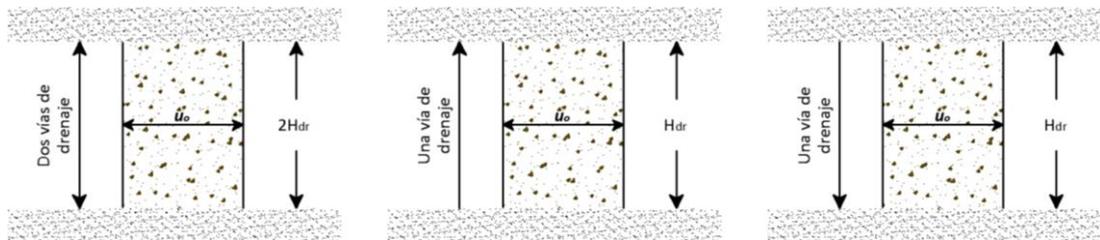


Figura 2.22 Diferentes tipos de drenaje con u_o constante.

Fuente: Principles of geotechnical engineering (Das, 2010)

El coeficiente de consolidación puede ser calculado mediante dos métodos. Taylor (1942) propuso el método de la raíz cuadrada del tiempo. Casagrande y Fadum (1940) propusieron el método del logaritmo del tiempo (Budhu, 2015).

En el método del logaritmo del tiempo, se traza en escala natural las deformaciones de la muestra y en escala logarítmica el tiempo; mientras que para el método de la raíz cuadrada del tiempo se grafica las deformaciones de la muestra (escala natural) contra la raíz cuadrada del tiempo (Das, 2010).

2.8 Permeabilidad

La permeabilidad se define como la capacidad de un material de permitir que un fluido pase a través de él, sin alterar su estructura interna (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

Entre los factores que influyen en la permeabilidad de un suelo podemos citar: el gradiente hidráulico, el tipo de suelo, el tamaño y forma de los granos de suelo, la temperatura del agua (viscosidad), la relación de vacíos del suelo, tamaño de los poros, el grado de saturación y la presencia de gases atrapados.

El flujo gravitacional del agua únicamente tiene lugar si existe un gradiente hidráulico (i). El gradiente hidráulico es el cambio de la energía mecánica total (velocidad, presión y posición) por unidad de peso dividido para la distancia en la cual ocurre el cambio de flujo. La **ecuación (2.18)** describe el gradiente hidráulico.

$$i = \frac{\Delta H}{L} \quad (2.18)$$

Donde ΔH es el cambio de la energía mecánica total por unidad de peso, también llamada pérdida de carga, y L es la distancia en la que ésta ocurre (Budhu, 2015).

En 1856, Henri Darcy publicó una ecuación empírica para la velocidad promedio del agua a través de suelos saturados, esta ecuación se basa fundamentalmente en observaciones del flujo de agua a través de arenas limpias, siendo válida únicamente en un régimen de flujo laminar, por lo que es aplicable a suelos de partículas no muy gruesas.

Darcy propuso que la velocidad promedio del flujo a través del suelo es proporcional al gradiente hidráulico, como se puede observar en la **ecuación (2.19)** (Das, 2010).

$$v = k \times i \quad (2.19)$$

Donde v es la velocidad promedio del flujo en la dirección vertical y k es el coeficiente de permeabilidad. Para la validez de la ley de Darcy es necesario asumir un flujo laminar, que no existe cambio de viscosidad y un flujo incompresible (que no exista cambio de volumen). El coeficiente de permeabilidad se expresa en cm/s (Budhu, 2015).

Debido a que la ley de Darcy es únicamente aplicable cuando el flujo de agua es laminar, una forma de determinar el tipo de flujo es a través de la ecuación propuesta en 1883 por Reynolds, que planteó para un flujo dado una relación adimensional entre la fuerza de inercia y la fuerza debida a la viscosidad del fluido. Dicha relación establece que el número de Reynolds se calcula mediante la **ecuación (2.20)** (Armas Novoa & Horta Mestas, 1987).

$$R = \frac{v \times D \times \rho}{\mu} \quad (2.20)$$

Donde:

R = número de Reynolds

v = velocidad promedio en la dirección vertical (cm/s)

D = diámetro promedio de las partículas de suelo (cm)

ρ = densidad del fluido ($\frac{g}{cm^3}$)

μ = coeficiente de viscosidad del fluido ($\frac{g}{cm \times s}$)

Se garantiza el flujo laminar en el agua y por lo tanto la validez de la ley de Darcy cuando $R \leq 1$.

Además la ley de Darcy considera que la velocidad promedio en la dirección vertical (v), es aquella que tiene lugar a través de una sección transversal perpendicular a la dirección del flujo, sin embargo, la misma ocurriría si el agua atravesara vacíos interconectados. En realidad la velocidad a través de los espacios vacíos es conocida como velocidad de filtración (v_s) y se obtiene dividiendo la velocidad promedio en la dirección vertical para la porosidad del suelo, como se puede ver en la **ecuación (2.21)** (Budhu, 2015).

$$v_s = \frac{v}{n} = \frac{k \times i}{n} \quad (2.21)$$

El volumen total de agua dividido para el tiempo necesario para que éste circule a través de una masa de suelo se conoce como volumen de flujo y se expresa en cm^3/s . El volumen de flujo en la dirección vertical (q), que representa la cantidad de agua que fluye en una unidad de tiempo o la proporción de flujo se obtiene de multiplicar la velocidad promedio en la dirección vertical por el área transversal, tal como se muestra en la **ecuación (2.22)** (Budhu, 2015).

$$q = v \times A = k \times i \times A \quad (2.22)$$

La ley de Darcy demuestra que entre el gradiente hidráulico y la velocidad promedio del flujo a través del medio poroso existe una relación lineal, en donde el coeficiente de permeabilidad es una constante de proporcionalidad asociada a la facilidad con la que un flujo se mueve a través de un medio poroso. En definitiva, el coeficiente de permeabilidad es una constante usada para determinar la velocidad del flujo del agua a través del suelo (Bowles J. E., 1980).

El coeficiente de permeabilidad permite conocer que tan permeable es un suelo, tal como se muestra en la **figura 2.23** (Aysen, 2002).

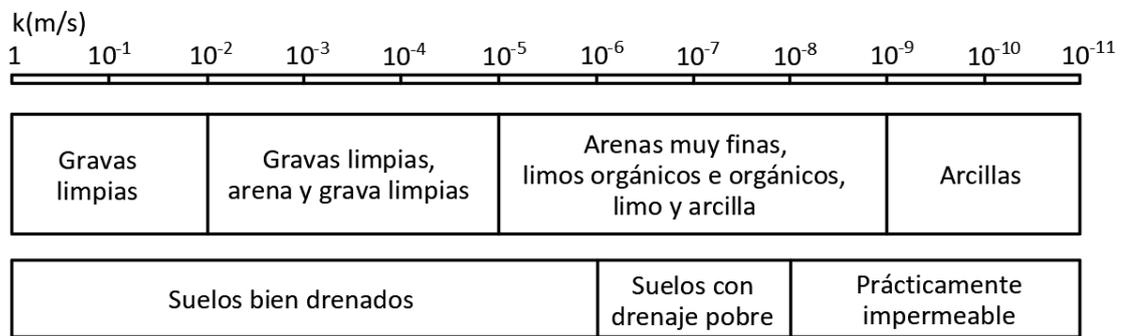


Figura 2.23 Rango de valores para el coeficiente de permeabilidad.

Fuente: Soil Mechanics. Basic Concepts and Engineering Applications. (Aysen, 2002)

Existen ecuaciones hidrodinámicas que rigen el movimiento del agua a través de los suelos, las mismas que para su aceptación necesitan de una serie de hipótesis.

Una forma de describir matemáticamente el flujo de agua a través de los suelos es mediante la ecuación de Laplace en donde se establece que:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

Para la validación de la ecuación de Laplace se deberá considerar las siguientes hipótesis:

- 1° El régimen es establecido.
- 2° El suelo está saturado.
- 3° El agua y las partículas sólidas son incompresibles.

$$Q_{ent} = Q_{sal}$$

- 4° El flujo no modifica la estructura del suelo en ninguna forma.

5° Validez de la ley de Darcy

$$v = k \times \frac{\partial h}{\partial l}$$

Donde:

$$\frac{\partial h}{\partial l} = \text{gradiente hidráulico}$$

6° Un suelo isótropo en lo referente a la permeabilidad.

$$k_x = k_y = k_z = k$$

7° El flujo en una sección de la región considerada, transversalmente a su eje longitudinal, es idéntico al que se tiene en cualquier otra sección, pudiendo realizarse el estudio del flujo en dos dimensiones (Armas Novoa & Horta Mestas, 1987).

2.8.1 Determinación del coeficiente de permeabilidad

Para determinar el coeficiente de permeabilidad de un suelo existen procedimientos directos e indirectos. Dentro de los métodos directos tenemos: el permeámetro de carga constante, el permeámetro de carga variable y la prueba directa de los suelos realizada en sitio; tanto el permeámetro de carga constante como el carga variable se basan en el uso de la ley de Darcy. En los métodos indirectos el coeficiente de permeabilidad se obtiene de ensayos y técnicas destinadas principalmente a otras determinaciones en laboratorio, pudiéndose citar: el cálculo a partir de la curva granulométrica, **el cálculo a partir de la prueba de consolidación** y el cálculo con la prueba horizontal de capilaridad.

La consolidación es fundamentalmente un problema de flujo de agua a través de una masa porosa. En un ensayo de consolidación unidimensional (ensayo edométrico), en donde se supone que tanto el agua como las partículas de suelo son totalmente incompresibles y que además el suelo está totalmente saturado, se tiene que la diferencia entre la cantidad de agua que ingresa y el total de agua evacuada en una masa de suelo en un determinado tiempo, debe ser igual al cambio de volumen (acortamiento o expansión) de la muestra en el mismo tiempo (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

En un proceso de consolidación el agua de los poros fluye fuera de la subcapa del suelo y el coeficiente de permeabilidad controla la velocidad del flujo conforme la ecuación de Darcy. La razón por la que la deformación en un proceso de consolidación no es inmediata, se debe principalmente al tiempo que le toma al agua de los poros fluir fuera de la subcapa, lo que es una consecuencia del pequeño valor del coeficiente de permeabilidad y la gran longitud hasta que el agua alcance el límite de drenaje. La consolidación inicia cuando el exceso de presión de agua intersticial comienza a disiparse (Terzaghi, Peck, & Mesri, 1996).

El valor de la permeabilidad puede ser determinado de forma indirecta mediante el ensayo edométrico, debido a que el coeficiente de permeabilidad (k) por definición es la relación entre el grado de consolidación y la variación del volumen del suelo, debido a la expulsión del agua intersticial.

El coeficiente de permeabilidad que gobierna el flujo del agua del suelo durante el intervalo de compresión, representado por una curva de consolidación, puede calcularse mediante la **ecuación (2.23)**.

$$k = C_v \times m_v \times \gamma_w \quad (2.23)$$

Donde:

k = coeficiente de permeabilidad (m/min)

C_v = coeficiente de consolidación (m^2/min)

m_v = coeficiente de variación volumétrica ($1/\text{kPa}$ ó m^2/kN)

γ_w = peso específico del agua = $9.807 \text{ kN}/\text{m}^3$

El coeficiente de variación volumétrica o coeficiente de compresibilidad del volumen (m_v) expresa la compresibilidad del suelo, relacionándola con su volumen inicial; m_v se deduce en la **ecuación (2.24)** (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

Si en una muestra de suelo cuyo espesor total es igual a $1 + e$, la disminución del espesor estará representado por Δe , como se muestra en la **figura 2.24**.

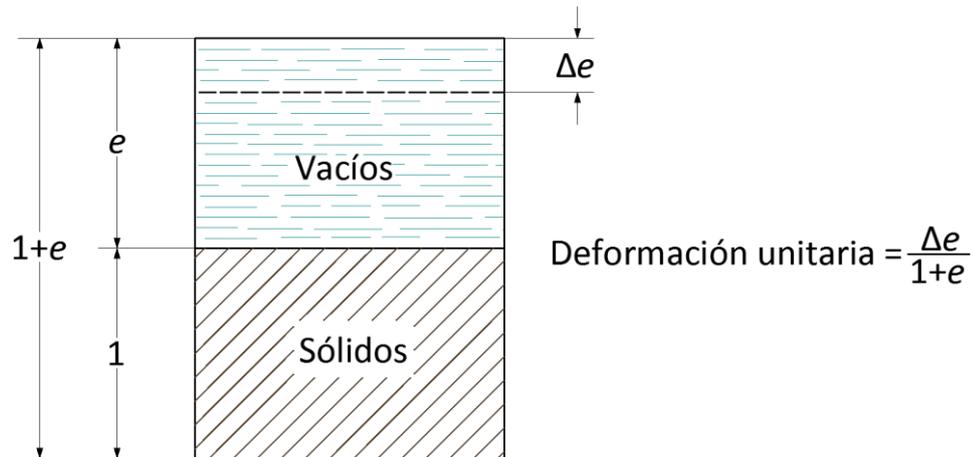


Figura 2.24 Esquema de un elemento de suelo sujeto a consolidación unidimensional.

Fuente: Fundamentos de la Mecánica de Suelos tomo I (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005)

$$m_v = \frac{\Delta e}{1 + e} = \frac{e_o - e_f}{1 + e_{med}} = \frac{a_v}{1 + e_{med}} \quad (2.24)$$

Donde:

e_o = relación de vacíos para la presión inicial

e_f = relación de vacíos para la presión final

e_{med} = relación de vacíos para la presión media

$$P_{med} = \frac{P_o + P_f}{2}$$

P_o = presión inicial (kPa)

P_f = presión final (kPa)

a_v = coeficiente de compresibilidad $\left(1/\text{kPa} \text{ ó } \text{m}^2/\text{kN}\right)$

El coeficiente de compresibilidad (a_v) mide la razón de variación de la relación de vacíos con la presión y se define en la **ecuación (2.25)**.

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta P} \quad (2.25)$$

Matemáticamente el módulo de a_v representa la pendiente de la curva de compresibilidad (escala natural) en el punto analizado (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

En el laboratorio el valor del coeficiente de permeabilidad usualmente se calcula para una temperatura de 20°C, para lo cual será necesario corregir la viscosidad del agua, empleando para ello la **ecuación (2.26)** (Das, 2002).

$$k_{20^{\circ}\text{C}} = k \times \eta_{T^{\circ}\text{C}} / \eta_{20^{\circ}\text{C}} \quad (2.26)$$

Donde:

$k_{20^{\circ}\text{C}}$ = coeficiente de permeabilidad a 20°C (cm/s)

k = coeficiente de permeabilidad a la temperatura de ensayo (cm/s)

$\eta_{T^{\circ}\text{C}} / \eta_{20^{\circ}\text{C}}$ = variación de la viscosidad del agua a la temperatura de ensayo respecto a 20°C, ver la **tabla 2.5**.

Tabla 2.5 Corrección de la viscosidad para $\eta_{T^{\circ}C}/\eta_{20^{\circ}C}$

Temperatura (°C)	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
10	1.3012	1.2976	1.2940	1.2903	1.2867	1.2831	1.2795	1.2759	1.2722	1.2686
11	1.2650	1.2615	1.2580	1.2545	1.2510	1.2476	1.2441	1.2406	1.2371	1.2336
12	1.2301	1.2260	1.2234	1.2201	1.2168	1.2135	1.2101	1.2068	1.2035	1.2001
13	1.1968	1.1936	1.1905	1.1873	1.1841	1.1810	1.1777	1.1746	1.1714	1.1683
14	1.1651	1.1621	1.1590	1.1560	1.1529	1.1499	1.1469	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	1.1085
16	1.1056	1.1028	1.0999	1.0971	1.0943	1.0915	1.0887	1.0859	1.0830	1.0802
17	1.0774	1.0747	1.0720	1.0693	1.0667	1.0640	1.0613	1.0586	1.0560	1.0533
18	1.0507	1.0480	1.0454	1.0429	1.0403	1.0377	1.0351	1.0325	1.0300	1.0274
19	1.0248	1.0223	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	0.8465	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	0.7948
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

Fuente: Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil. (Bowles, 1980)

CAPÍTULO III

DESARROLLO DE GUÍAS METODOLÓGICAS

3.1 Práctica de laboratorio de Mecánica de Suelos N° 1. Determinación del contenido de agua o humedad del suelo, método del secado al horno

3.1.1 Introducción

En Mecánica de Suelos, los ensayos de laboratorio en su mayoría requieren la determinación del contenido de agua, definido como en la **ecuación (3.1)**:

$$\omega = \frac{\text{masa del agua presente en una determinada masa de suelo}}{\text{masa seca del suelo}} \times 100 \quad (3.1)$$

El contenido de agua en el suelo varía conforme lo hace la temperatura de secado. La temperatura de secado escogida ($105 \pm 5^\circ\text{C}$) es convencional, ya que en ésta el suelo (arcillas) sigue conservando una película de agua adherida a las partículas (agua de composición). A $105 \pm 5^\circ\text{C}$ se considera que esta agua de composición ya forma parte de la fase sólida (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

En estado natural los suelos gruesos (gravas y arenas), en su mayoría, pueden tener contenidos de agua de 15 a 30% aproximadamente; mientras, que los suelos finos (limos y arcillas) pueden tener contenidos de agua hasta aproximadamente de 50 a 80%. Sin embargo, en suelos altamente orgánicos (turberas, arcillas orgánicas) se pueden obtener valores superiores a 100% (Das, 2002).

En el valle de México son normales contenidos de agua de 500 a 600%; sin embargo, el contenido de agua puede ser inclusive superior a 1000%, como en el caso de las arcillas japonesas con humedades de 1200 a 1400% (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

En nuestro país, en la zona de la amazonía y otras regiones del cerro andino, se han encontrado humedades de 400% o inclusive superiores (Armas Novoa, 2017).

3.1.2 Objetivo

Determinar la cantidad de agua que existe en una determinada masa de suelo, mediante el secado al horno.

3.1.3 Documentos de referencia

3.1.3.1 NTE INEN 688 1982-05. Mecánica de suelos. Preparación de muestras alteradas para ensayos.

3.1.3.2 NTE INEN 690 1982-05. Mecánica de suelos. Determinación del contenido de agua. Método del secado al horno.

3.1.4 Aplicación práctica

El contenido de agua es la propiedad que se determina con mayor frecuencia en laboratorio, y es aplicable a todo tipo de suelo. La medición de la humedad del suelo, en estado natural y bajo ciertas condiciones de prueba definidas, es capaz de proveer un método sumamente útil para clasificar los suelos finos y para valorar las propiedades físicas del suelo en estudio.

Al requerirse 24 horas para la determinación del contenido de agua mediante el método de secado al horno, en el **anexo 1.4** se expone el método rápido para la determinación de la humedad en campo, se trata de un procedimiento que permite determinar el contenido de agua en un tiempo máximo de 1 hora, razón por la cual se convierte en un método muy práctico cuando se realiza el control de compactación en la construcción de terraplenes, en donde no es posible destinar un tiempo considerable a lo que la determinación de la humedad natural del suelo se refiere.

3.1.5 Equipo

3.1.5.1 Horno de secado. Horno regulado termostáticamente, capaz de mantener una temperatura constante de $105 \pm 5^\circ\text{C}$.

3.1.5.2 Balanza.

- a) Para muestras de 100 g o menos, la balanza debe tener una precisión de 0.01 g.
- b) Para muestras de 100 a 1000 g, la balanza debe tener una precisión de 0.1 g.
- c) Para muestras mayores a 1000 g, la balanza debe tener una precisión de 1 g.

3.1.5.3 Recipientes (recipiente y tapa hermética). Construidos preferiblemente de aluminio o de un material resistente a la corrosión, que no altere su masa o se desintegre debido al fenómeno repetitivo de calentado y enfriado. Cada recipiente y su respectiva tapa deben identificarse mediante numeración clara e indeleble.

3.1.5.4 Guantes. Fabricados de amianto, utilizados para la manipulación de los recipientes al extraerlos del horno, debido a la elevada temperatura a la que se encuentran éstos.

3.1.6 Preparación de la muestra

3.1.6.1 La muestra de ensayo debe tener suficiente material para que sea representativa del suelo, lo cual está en función de la distribución de los tamaños de las partículas, así como del tamaño máximo de éstas.

3.1.6.2 Obtener de la muestra original una submuestra representativa, de tal manera que su masa mínima esté en concordancia con los valores de la **tabla 3.1**.

Tabla 3.6 Masa mínima de la muestra.

TAMAÑO MÁXIMO DE PARTÍCULAS		MASA MÍNIMA DE LA MUESTRA
INEN	ASTM	(g)*
0.425 mm	N° 40	25
2 mm	N° 10	50
4.75 mm	N° 4	200
9.5 mm	3/8 pulg	300
13.2 mm	0.53 pulg	350
19 mm	3/4 pulg	500
26.5 mm	1.06 pulg	600
37.5 mm	1 1/2 pulg	1000
53 mm	2.12 pulg	1200

* Mientras más seco sea el suelo, la cantidad tomada para el ensayo debe ser mayor.

Fuente: NTE INEN 690 1982-05

Nota: El tamaño máximo de la partícula es la abertura más pequeña a la del tamiz que retiene el 10% o menos del material.

3.1.7 Procedimiento de ensayo

3.1.7.1 Determinar y registrar la masa del recipiente (m_1), cuidando que esté seco y limpio.

Nota: Se determinará la masa del recipiente conjuntamente con la tapa correspondiente, colocando ésta en la parte inferior del recipiente. Ver la **foto (1)**. (Todas las fotos se encuentran en el **anexo 1.1**).

3.1.7.2 Colocar cuidadosamente en el recipiente una porción representativa del suelo, la misma que se encuentra en dependencia del tamaño máximo de las partículas (**tabla 3.1**), cuidando que exteriormente no existan partículas de suelo adheridas.

3.1.7.3 Determinar y registrar la masa del recipiente con la muestra húmeda (m_2). Ver la **foto (2)**.

3.1.7.4 Colocar el recipiente con la muestra húmeda en el horno de secado, manteniendo una temperatura constante de $105 \pm 5^\circ\text{C}$, durante un período de 24h. Ver la **foto (3)**.

Nota: La norma ASTM D 2216 recomienda una temperatura de secado de 60°C en suelos con alto contenido calcáreo, suelos que contienen gypsum, ciertas arcillas y algunos suelos tropicales, ya que una temperatura de $105 \pm 5^\circ\text{C}$ puede alterar las características del suelo, influyendo considerablemente en los límites de Atterberg, en la gravedad específica y en la distribución granulométrica del suelo.

3.1.7.5 Inmediatamente después de sacar del horno el recipiente con la muestra seca, determinar y registrar su masa (m_3).

Nota:

- a) Para extraer el recipiente del horno deberá emplearse guantes o pinzas para manipularlos, debido a que se encuentran demasiado calientes.
- b) Si no es posible pesar las muestras secas inmediatamente, es necesario colocar la tapa del recipiente, a fin de evitar la absorción de humedad del ambiente. Ver la **foto (4)**.

3.1.7.6 El contenido de agua de la muestra del suelo se determinará en tres recipientes, realizando un promedio de las humedades obtenidas.

3.1.8 Cálculos

El contenido de agua del suelo se calcula como un porcentaje de su masa seca, mediante la **ecuación (3.2)**:

$$\omega = \frac{m_2 - m_3}{m_3 - m_1} \times 100 \quad (3.2)$$

Siendo:

ω = contenido de agua (%)

m_1 = masa del recipiente (g)

m_2 = masa del recipiente y del suelo húmedo (g)

m_3 = masa del recipiente y del suelo seco (g), después de 24h en el horno a una temperatura de $105 \pm 5^\circ\text{C}$

3.1.9 Errores del método

La variación en la humedad de cada recipiente no debe exceder de $\pm 5\%$; caso contrario, debe repetirse el ensayo.

3.1.10 Informe de resultados

3.1.10.1 Los resultados del ensayo deben registrarse en la ficha de laboratorio del **anexo 1.3**.

3.1.10.2 El informe correspondiente a este ensayo debe constar de:

- a) Descripción de las características de la muestra ensayada y procedencia.
- b) Contenido de agua, en porcentaje.

3.1.11 Bibliografía

Armas Novoa, R. (7 de Diciembre de 2017). Determinación del contenido de agua. Cuenca, Azuay, Ecuador.

Das, B. M. (2002). Soil Mechanics Laboratory Manual. New York, USA: Oxford University.

Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. (2005). Mecánica de Suelos. Tomo1. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. México DF, México: Limusa.

Anexo 1.1 Fotografías

Foto (1). Masa del recipiente.



Foto (2). Masa del recipiente y de la muestra húmeda.



Foto (3). Recipientes colocados en el horno.



Foto (4). Masa del recipiente y de la muestra seca.



Fuente: Guerrero-Lima. Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad del Azuay

Anexo 1.2 Ejemplo de la determinación del contenido de agua

FICHA DE LABORATORIO		UNIVERSIDAD DEL AZUAY		PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 1		DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE AGUA	
Realizado por: <u>Paola Guerrero Abril, Esteban Lima Rodas</u>							
Grupo: <u>1</u>		Fecha: <u>31/01/2018</u>					
Localización del suelo: <u>Vista Linda / Yaurincaj / Cuenca</u>							
Descripción de la muestra: <u>Muestra de color marrón con presencia de grumos.</u>							
Muestra N°	1						
Recipiente N°	6		26		20		
Massa del recipiente (g)	m_1	37.01	36.46	36.94			
Massa del recipiente + suelo húmedo (g)	m_2	71.38	71.25	70.86			
Massa del recipiente + suelo seco (g)	m_3	68.22	68.15	67.89			
Massa del agua (g)	$m_2 - m_3$	3.16	3.10	2.97			
Massa del suelo seco (g)	$m_3 - m_1$	31.21	31.69	30.95			
Contenido de agua (%)	$\frac{m_2 - m_3}{m_3 - m_1} \times 100$	10.12	9.78	9.60			
Promedio	ω (%)	9.83					
Observaciones:							

Anexo 1.3 Ficha para la determinación del contenido de agua

	
FICHA DE LABORATORIO UNIVERSIDAD DEL AZUAY PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Nº 1 DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE AGUA	
Realizado por: _____	
Grupo: _____	Fecha: _____
Localización del suelo: _____	
Descripción de la muestra: _____	
Muestra Nº	
Recipiente Nº	
Masa del recipiente (g)	m ₁
Masa del recipiente + suelo húmedo (g)	m ₂
Masa del recipiente + suelo seco (g)	m ₃
Masa del agua (g)	m ₂ - m ₃
Masa del suelo seco (g)	m ₃ - m ₁
Contenido de agua (%)	$\frac{m_2 - m_3}{m_3 - m_1} \times 100$
Promedio	ω (%)
Observaciones: _____	

Anexo 1.4 Método rápido para la determinación de la humedad en campo

1. Tome tres recipientes con suelo húmedo del terraplén; determine previamente la masa de cada recipiente (m_1).
2. Determine la masa del recipiente más suelo húmedo (m_2).
3. Coloque los recipientes en una bandeja de arena y posteriormente sobre una hornilla eléctrica o de gas.
4. El agua de los vacíos o poros del suelo se ha evaporado, cuando al colocar un vidrio sobre los recipientes, éste no se humedece.
5. Determinar la masa de los recipientes con el suelo seco (m_3).

Nota: Con la determinación rápida no se tiene precisión de la temperatura.

3.2 Práctica de laboratorio de Mecánica de Suelos N° 2. Determinación de la gravedad específica

3.2.1 Introducción

La gravedad específica es un valor adimensional y se define como la relación entre la densidad de los sólidos del suelo y la densidad del agua destilada a 4°C, como se puede observar en la **ecuación (3.3)**.

$$G_s = \frac{m_s/V_s}{\rho_w} \quad (3.3)$$

Se considera una temperatura de 4°C, debido a que en ésta la densidad del agua es 1 g/cm³ (Bowles J. E., 1997).

En laboratorio, debido a la dificultad que existe para alcanzar 4°C en lo que a la temperatura de ensayo se refiere, se trabaja con 20±5°C sin afectar considerablemente el valor de G_s y es debido a que la densidad del agua varía de manera mínima con la temperatura, teniéndose por lo tanto una densidad de aproximadamente 0.9991 y 0.99705 g/cm³, a 15 y a 25°C respectivamente (Cernica, 1995).

La gravedad específica en los suelos está en dependencia de los minerales que los constituyen y varía en un rango de 2.6 a 2.9; sin embargo, en suelos con abundante hierro, G_s puede alcanzar valores de 3 o más, mientras que en suelos con grandes cantidades de materia orgánica la gravedad específica desciende inclusive a valores inferiores a 2 (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

A continuación se presenta la gravedad específica de algunos minerales comunes encontrados en los suelos.

Tabla 3.7 G_s de los minerales comunes constituyentes de un suelo.

MINERAL	G_s	MINERAL	G_s
Anhidrita	2.9	Ilita	2.8
Baritina	4.5	Montmorilonita	2.65-2.80
Calcita, yeso	2.71	Haloisita	2-2.55
Gypsum	2.3	Feldespato de potasio	2.57
Hermatita (trióxido de dihierro)	5.2	Feldespato de sodio y calcio	2.62-2.76
Caolinita	2.6	Clorita	2.6-2.9
Magnetita (tetraóxido de trihierro)	5.2	Biotita	2.8-3.2
Cuarzo (sílice)	2.65	Moscovita	2.76-3.1
Turba	1 o menos	Hornablenda	3-3.47
Tierra de diatomeas	2	Limonita	3.6-4
		Olivino	3.27-3.37

Fuente: Manual of soil laboratory testing
(Head, 2006)

Fuente: Principles of geotechnical engineering
(Das, 2010)

En laboratorio, basta determinar el valor promedio de la gravedad específica de la materia sólida (granos de suelo), para lo cual se emplea un matraz que inicialmente se llena con agua hasta la marca de enrase y posteriormente con agua conjuntamente con la muestra de suelo, como se muestra en la **figura 3.1**. El aire atrapado entre las partículas de suelo es extraído por ebullición, succión o una combinación de ambos métodos (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

Partiendo de la ecuación donde la gravedad específica se define como la densidad de los granos de suelo dividida para la densidad del agua; al anularse el volumen de las partículas de suelo con el del agua se obtiene la **ecuación (3.4)**:

$$G_s = \frac{\rho_s}{\rho_w} = \frac{m_s/V}{m_w/V} = \frac{m_s}{m_w} \quad (3.4)$$

La determinación de la gravedad específica consiste en obtener el volumen de una masa conocida de granos de suelo y dividirla para la masa del mismo volumen de agua. El volumen de una masa conocida de partículas de suelo puede obtenerse utilizando un recipiente de volumen conocido (matraz) y el principio de Arquímedes, según el cual al sumergir un cuerpo dentro de una masa de agua se desplaza un volumen de agua igual al del cuerpo sumergido, obteniéndose la **ecuación (3.6)** (Bowles J. E., 1980).

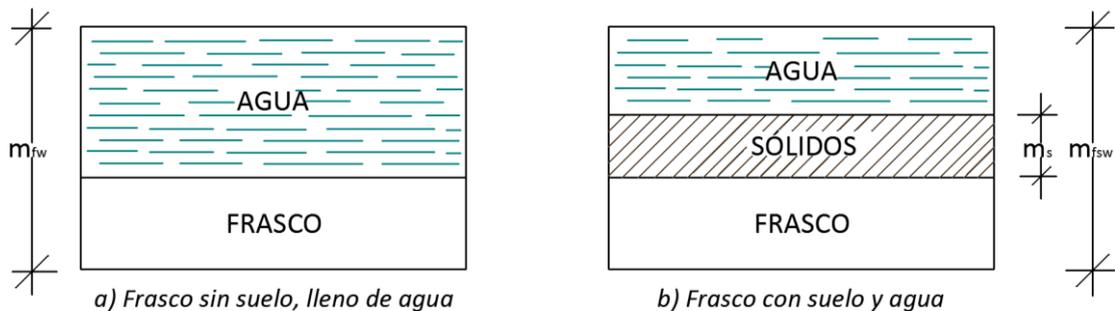


Figura 3.25 Esquema para ilustrar la obtención de G_s .

Fuente: Fundamentos de la Mecánica de Suelos tomo I (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005)

m_{fw} = masa del matraz con agua hasta la marca de enrase

m_{fsw} = masa del matraz con agua y suelo

m_s = masa de los sólidos de suelo

Donde:

$$m_{fsw} - m_{fw} = m_s - m_w \quad (3.5)$$

m_w = masa del agua desplazada por los sólidos

$$m_w = V_s \cdot \rho_w = \frac{m_s}{G_s}$$

Puesto que el volumen de agua desplazada por los sólidos (V_w), es igual al volumen de los sólidos (V_s).

$$m_{fsw} - m_{fw} = m_s - \frac{m_s}{G_s}$$

$$G_s = \frac{m_s}{m_{fw} - m_{fsw} + m_s} \quad (3.6)$$

La masa del matraz lleno de agua hasta la marca de enrase varía conforme lo hace la temperatura de ensayo; ello es debido al cambio de volumen del matraz por la dilatación del vidrio y por la variación de la densidad del agua (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

3.2.2 Objetivo

Determinar la gravedad específica de un suelo, mediante la masa de agua desplazada por los sólidos de suelo dentro de un matraz (método gravimétrico).

3.2.3 Documentos de referencia

ASTM D 854-02. Método de ensayo para la determinación de la gravedad específica de los sólidos de suelo a través del matraz con agua.

3.2.4 Aplicación práctica

El valor de la gravedad específica de un suelo se utiliza para calcular su relación de vacíos, además de ser útil en el análisis del hidrómetro y para determinar la densidad del suelo. Adicionalmente dentro de la compactación de suelos G_s se emplea para construir la curva teórica de compactación (curva de cero vacíos de aire o 100% de saturación). También se requiere para el cálculo de la curva de compresibilidad en el ensayo de consolidación.

3.2.5 Equipo

3.2.5.1 Matraz. Frasco volumétrico con una capacidad mínima de 250 ml.

3.2.5.2 Balanza. Debe tener una precisión de 0.01 gramo. Cuando use el matraz de 250 ml, la capacidad de la balanza debe ser de al menos 500 g y mínimo 1000 g cuando se trabaje con matraces de 500 ml.

3.2.5.3 Horno de secado. Horno regulado termostáticamente, capaz de mantener una temperatura constante de $105 \pm 5^\circ\text{C}$.

3.2.5.4 Termómetro. Debe poseer una profundidad de inmersión de 25 a 80 mm y una escala de división cercana a 0.1°C .

3.2.5.5 Aparato para remover aire atrapado.

3.2.5.5.1 Estufa o quemador Busen. Capaz de mantener una temperatura adecuada para hervir el agua.

3.2.5.6 Recipiente aislador (recipiente de baño maría). Permite cambios de temperatura uniformes y graduales; es utilizado para mantener una temperatura ambiente controlada.

3.2.5.7 Embudo. Debe ser resistente a la corrosión, de superficie lisa y con un vástago lo suficientemente largo capaz de rebasar la marca de enrase en el matraz o al menos el sello del tapón.

3.2.5.8 Pipeta. Tubo de cristal ensanchado en su parte media, que sirve para trasladar pequeñas porciones de líquido de un frasco a otro.

3.2.5.9 Piseta. Generalmente fabricada de plástico, consiste en un recipiente cilíndrico sellado con tapa rosca, la cual posee un pequeño tubo con una abertura que permite rociar agua.

3.2.5.10 Equipo misceláneo. Fuente para muestras de suelo, espátula, papel absorbente, guantes aisladores (amianto).

3.2.6 Procedimiento de ensayo

3.2.6.1 La muestra debe tener suficiente material para que sea representativa del suelo, la misma que será secada al horno durante un período de 24 h.

3.2.6.2 Triturar la muestra de suelo en un mortero, a fin destruir los poros impermeables contenidos en los granos de suelo. Ver la **foto (1)**. (Todas las fotos se encuentran en el **anexo 2.1**).

3.2.6.3 Determinar la masa del matraz; el mismo debe estar limpio y seco. Ver la **foto (2)**.

3.2.6.4 Proceder según el tipo de suelo a ensayar con el método de prueba en suelos granulares o con el método de prueba en suelos puramente arcillosos.

3.2.6.4.1 Método de prueba en suelos granulares

3.2.6.4.1.1 Tomar una submuestra representativa de la muestra original, de tal manera que su masa seca se encuentre en concordancia con los valores de la **tabla 3.3**. Ver la **foto (3)**.

Tabla 3.8 Masa recomendada para los especímenes de ensayo.

Tipo de suelo	Masa seca de la muestra (g) cuando use un matraz de 250 ml	Masa seca de la muestra (g) cuando use un matraz de 500 ml
Arena mal graduada, arena mal graduada con limo	60 ± 10	100 ± 10
Arcilla limosa, arena limosa, arena arcillosa	45 ± 10	75 ± 10
Limo o arcilla	35 ± 5	50 ± 10

Fuente: ASTM D 854-02

3.2.6.4.1.2 Proceder como se indica en el paso 3.2.6.5.

3.2.6.4.2 Método de prueba en suelos puramente arcillosos (altamente plásticos)

Se trabajará con el matraz de 500 ml.

3.2.6.4.2.1 Pesar aproximadamente 80 g de la muestra de suelo.

3.2.6.4.2.2 Colocar la muestra de suelo en un recipiente de mezclado; añadir aproximadamente 100 ml de agua y mediante una batidora mecánica mezclar hasta conseguir una suspensión uniforme, requiriéndose para ello generalmente un lapso de 15 minutos.

3.2.6.4.2.3 Proceder como se indica en el paso 3.2.6.5.

3.2.6.5 Verter la muestra de suelo en el matraz; para ello utilice un embudo de largo suficiente, capaz de rebasar la marca de enrase o al menos el sello del tapón; se deberá evitar partículas de suelo adheridas en el embudo.

Nota: En caso de existir partículas adheridas en el embudo, en el interior del cuello del matraz o en el recipiente, se deberá remover éstas empleando una piseta. Ver la **foto (4)**.

3.2.6.6 Agregar agua destilada hasta 1/3-1/2 de la altura del cuerpo principal del matraz. Ver la **foto (5)**.

3.2.6.7 Agitar el matraz hasta formar una lechada; en caso de existir partículas de suelo adheridas en el interior del matraz, remover las mismas empleando para ello una piseta. Ver la **foto (6)**.

3.2.6.8 Eliminar el aire de la mezcla mediante ebullición, succión o una combinación de los dos métodos (aplicación de calor y succión). Ver la **foto (7)**.

Nota:

Ebullición. La norma ASTM D 854-02 establece que se debe aplicar suficiente calor para mantener la ebullición en la mezcla, a la vez que esporádicamente será necesario agitar ésta girando para ello el matraz, a fin de facilitar la expulsión de las burbujas de aire y para prevenir que las partículas de suelo se adhieran al vidrio o que éste se seque sobre la superficie de la lechada. Para el proceso de ebullición se puede emplear una estufa y una cazuela, cuidando que el nivel de agua en ésta se encuentre ligeramente debajo del nivel del agua en el matraz, evitando de esta manera que el vidrio se caliente y consecuentemente que el suelo se pegue o se seque en el matraz.

3.2.6.9 Agregar agua al matraz sobre la marca de enrase utilizando una piseta o un embudo de diámetro pequeño colocado sobre la superficie de la mezcla en el matraz. Ver la **foto (8)**.

Nota:

- a) La norma ASTM D 854-02, recomienda que para llegar a la marca de enrase se emplee la técnica de remoción de agua, debido a que con ésta se reduce las posibilidades de alterar el equilibrio térmico.
- b) Preferentemente se empleará agua destilada o desaerada previamente, a fin de evitar introducir aire a la mezcla.
- c) En caso de trabajarse con agua ordinaria, una vez que la marca de enrase del matraz ha sido superada, será necesario eliminar las burbujas de aire de la mezcla mediante la técnica de hervir agua (ebullición).
- d) El tubo flexible de la piseta (o el vástago del embudo) será colocado sobre la superficie de la mezcla y levantado paulatinamente conforme el nivel de agua en el matraz asciende.

3.2.6.10 Colocar el matraz dentro del recipiente de baño maría junto con el termómetro, la piseta y la pipeta, dejar reposar hasta alcanzar el equilibrio térmico en dichos elementos. Ver la **foto (9)**.

3.2.6.11 Extraer el matraz del recipiente de baño maría y ajustar el nivel de agua hasta la marca de enrase. Ver la **foto (10)**.

Nota:

- a) Para evitar alterar el equilibrio térmico, el matraz será sujetado por el borde y colocado sobre una pieza de poliestireno o de madera.
- b) Si para alcanzar la marca de enrase es necesario extraer agua, se empleará para ello la pipeta, la misma que deberá estar equilibrada a la temperatura de ensayo.
- c) En caso de ser necesario añadir agua para llegar a la marca de enrase; el agua contenida en la piseta deberá haber sido desaerada previamente y equilibrada en el recipiente de baño maría.
- d) Una vez que se ha llegado a la marca de enrase, la pipeta o la piseta deberá ser regresada al recipiente de baño maría.

3.2.6.12 Determinar y registrar la masa del matraz, del suelo y del agua; previamente se deberá haber secado el exterior del matraz, así como cualquier remanente de agua en el interior del cuello de éste. Para el secado se utilizará papel absorbente. Ver la **foto (11)**.

3.2.6.13 Medir y registrar la temperatura de la mezcla, utilizando el termómetro que deberá encontrarse térmicamente equilibrado en el baño maría. Ver la **foto (12)**.

Nota: Una vez tomada la temperatura de la mezcla, el termómetro deberá ser regresado al recipiente de baño maría.

3.2.6.14 Colocar la mezcla en un recipiente. Ver la **foto (13)**.

Nota:

- a) Previo a la colocación de la mezcla, será necesario determinar y registrar la masa del recipiente.
- b) En caso de existir partículas de suelo adheridas en el interior del matraz, se deberá enjuagar éste empleando para ello la piseta o simplemente añadiendo agua de un recipiente y posteriormente agitando el matraz hasta conseguir extraer todas las partículas.

3.2.6.15 Secar la mezcla a $105\pm 5^{\circ}\text{C}$ en el horno, y posteriormente determinar y registrar la masa seca de los sólidos de suelo. Ver la **foto (14)**.

Nota: Un período de 24 h puede no ser suficiente para el secado de la mezcla.

3.2.8 Cálculos

3.2.8.1 La gravedad específica de los sólidos del suelo (G_e) a la temperatura de ensayo, se calcula con la **ecuación (3.7)**:

$$G_e = \frac{\rho_s}{\rho_w} = \frac{m_s}{m_{fw} - (m_{fsw} - m_s)} \quad (3.7)$$

Siendo:

G_e = gravedad específica de los sólidos del suelo a temperatura de ensayo

ρ_s = densidad de los sólidos del suelo (g/cm^3)

ρ_a = densidad del agua a la temperatura de ensayo ($\text{g}/\text{ml} = \text{g}/\text{cm}^3$)

m_s = masa de los sólidos del suelo (g)

m_{fw} = masa del matraz y del agua a la T° de ensayo (g)

Nota: m_{fw} Se obtiene de la curva de calibración del matraz.

m_{fsw} = Masa del matraz, agua y sólidos del suelo a la T° de ensayo (g)

3.2.8.2 La gravedad específica de los sólidos del suelo a 20°C , se calcula con la **ecuación (3.8)**:

$$G_{20^{\circ}\text{C}} = K \times G_e \quad (3.8)$$

Siendo:

$G_{20^{\circ}\text{C}}$ = gravedad específica de los sólidos del suelo a 20°C

K = coeficiente de temperatura obtenido del **anexo 2.4**

G_e = gravedad específica de los sólidos del suelo a temperatura de ensayo

3.2.9 Informe de resultados

3.2.9.1 Los resultados del ensayo deben registrarse en la ficha de laboratorio indicada en el **anexo 2.3**.

3.2.9.2 El informe correspondiente a este ensayo debe constar de:

- a) Descripción de las características de la muestra ensayada y procedencia.
- b) Método de ensayo empleado en función del tipo de suelo.
- c) Gravedad específica (G_s), obtenida del promedio de tres ensayos.

3.2.10 Bibliografía

Bowles, J. E. (1997). FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN. Illinois, USA: McGraw-Hill.

Cernica, J. N. (1995). Geotechnical Engineering: Soil Mechanics. Youngstown, USA: Copyright.

Das, B. M. (2010). Principles of Geotechnical Engineering. Canadá, Canadá: Cengage Learning.

Head, K. H. (2006). Manual of Soil Laboratory Testing. Boca Raton, USA: Whittles Publishing.

Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. (2005). Mecánica de Suelos. Tomo1. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. México DF, México: Limusa.

Anexo 2.1 Fotografías

Foto (1). Muestra de suelo triturada.



Foto (2). Masa del matraz.



Foto (3). Muestra de suelo seca, escogida en función de la tabla 3.3.



Foto (4). Muestra de suelo vertida en el matraz, evitando la presencia de partículas adheridas en el recipiente y en el embudo.



Foto (5). Llenado de 1/2 de la altura del cuerpo principal del matraz con agua.



Foto (6). Formación de la lechada agitando el matraz.



Foto (7). Extracción de aire mediante ebullición.



Foto (8). Agua destilada agregada sobre la marca de enrase.



Foto (9). Matraces, pipeta, termómetro y piseta colocados en el recipiente de baño maría.



Foto (10). Matraz extraído del recipiente de baño maría y posterior ajuste del nivel de agua hasta la marca de enrase.



Foto (11). Secado del exceso de agua, y posterior determinación de la masa del matraz, del agua y del suelo.



Foto (12). Medición de la temperatura de la mezcla.



Foto (13). Vertido de la mezcla en el recipiente para el posterior secado.



Foto (14). Determinación de la masa de los sólidos del suelo, una vez concluido el período de secado.



Fuente: Guerrero-Lima. Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad del Azuay

Anexo 2.2 Ejemplo de la determinación de la gravedad específica

FICHA DE LABORATORIO				
UNIVERSIDAD DEL AZUAY				
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 2				
DETERMINACIÓN DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA				
Realizado por: <u>Paolo Guerrero Abril, Esteban Lima Rodas</u>				
Grupo: <u>1</u>		Fecha: <u>01/02/2018</u>		
Localización del suelo: <u>Vista Linda / Yanuncay / Cuenca</u>				
Descripción de la muestra: <u>Muestra de color marrón con presencia de grumos.</u>				
Método de ensayo: <u>Método de prueba en suelos granulares.</u>				
Volumen del matraz: <u>500</u> ml				
Matraz N°		2	4	6
Temperatura de ensayo (°C)	T_e	21	21	21
Masa del matraz + agua (g)	m_{fw}	650.50	652.99	651.86
Masa del matraz + agua + suelo (g)	m_{fsw}	701.89	703.94	702.88
Recipiente N°		2	4	6
Masa del recipiente (g)	m_r	247.25	223.04	228.01
Masa del recipiente + suelo seco (g)	m_{rss}	329.66	304.83	309.68
Masa de los sólidos de suelo (g)	$m_s = m_{rss} - m_r$	82.41	81.79	81.67
Gravedad específica a T°C de ensayo	$G_e = \frac{\rho_s}{\rho_w} = \frac{m_s}{m_{fw} - (m_{fsw} - m_s)}$	2.66	2.65	2.66
Coefficiente de temperatura	k	0.99979	0.99979	0.99979
Gravedad específica a 20°C	$G_{20°C} = k \times G_e$	2.66	2.65	2.66
Gravedad específica	G_s	2.66		
Observaciones: <u>Para el secado de las muestras se necesitaron 120 horas aproximadamente, debido a la cantidad de agua que contenía la muestra.</u>				

FICHA DE LABORATORIO				
UNIVERSIDAD DEL AZUAY				
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 2				
DETERMINACIÓN DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA				
Realizado por: <u>Paolo Guerrero Abril, Esteban Lima Rodas</u>				
Grupo: <u>1</u>		Fecha: <u>01/02/2018</u>		
Localización del suelo: <u>Vista Linda/Yanuncay/Cuenca</u>				
Descripción de la muestra: <u>Muestra de color marrón con presencia de grumos.</u>				
Método de ensayo: <u>Método de prueba en suelos granulares.</u>				
Volumen del matraz: <u>500</u> ml				
Matraz N°		1	3	
Temperatura de ensayo (°C)	T_e	22	22	
Masa del matraz + agua (g)	m_{fw}	650.96	651.99	
Masa del matraz + agua + suelo (g)	m_{fsw}	702.19	702.98	
Recipiente N°		1	3	
Masa del recipiente (g)	m_r	232.03	463.23	
Masa del recipiente + suelo seco (g)	m_{rss}	314.20	544.85	
Masa de los sólidos de suelo (g)	$m_s = m_{rss} - m_r$	82.17	81.62	
Gravedad específica a T°C de ensayo	$G_e = \frac{\rho_s}{\rho_w} = \frac{m_s}{m_{fw} - (m_{fsw} - m_s)}$	2.66	2.66	
Coefficiente de temperatura	k	0.99957	0.99957	
Gravedad específica a 20°C	$G_{20^\circ C} = k \times G_e$	2.66	2.66	
Gravedad específica	G_s	2.66		
Observaciones: <u>Para el secado de las muestras se necesitaron 120 horas aproximadamente, debido a la cantidad de agua que contenía la muestra.</u>				

Anexo 2.3 Ficha para la determinación de la gravedad específica

FICHA DE LABORATORIO		
UNIVERSIDAD DEL AZUAY		
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 2		
DETERMINACIÓN DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA		
Realizado por: _____		
Grupo: _____	Fecha: _____	
Localización del suelo: _____		
Descripción de la muestra: _____		
Método de ensayo: _____		
Volumen del matraz: _____ ml		
Matraz N°		
Temperatura de ensayo (°C)	T_e	
Masa del matraz + agua (g)	m_{fw}	
Masa del matraz + agua + suelo (g)	m_{fsw}	
Recipiente N°		
Masa del recipiente (g)	m_r	
Masa del recipiente + suelo seco (g)	m_{rss}	
Masa de los sólidos de suelo (g)	$m_s = m_{rss} - m_r$	
Gravedad específica a T°C de ensayo	$G_e = \frac{\rho_s}{\rho_w} = \frac{m_s}{m_{fw} - (m_{fsw} - m_s)}$	
Coeficiente de temperatura	k	
Gravedad específica a 20°C	$G_{20^\circ C} = k \times G_e$	
Gravedad específica	G_s	
Observaciones: _____		

Anexo 2.4 Densidad del agua y coeficiente de temperatura (k) para diferentes temperaturas

TEMPERATURA (°C)	DENSIDAD (G/ML)	COEFICIENTE DE TEMPERATURA (K)	TEMPERATURA (°C)	DENSIDAD (G/ML)	COEFICIENTE DE TEMPERATURA (K)	TEMPERATURA (°C)	DENSIDAD (G/ML)	COEFICIENTE DE TEMPERATURA (K)	TEMPERATURA (°C)	DENSIDAD (G/ML)	COEFICIENTE DE TEMPERATURA (K)	TEMPERATURA (°C)	DENSIDAD (G/ML)	COEFICIENTE DE TEMPERATURA (K)
15.0	0.9991	1.0009	16.0	0.9985	1.0074	17.0	0.9878	1.0057	18.0	0.9860	1.0039	19.0	0.9841	1.0022
.1	0.99909	1.00088	.1	0.99893	1.00072	.1	0.99876	1.00055	.1	0.99858	1.00037	.1	0.99841	1.00024
.2	0.99907	1.00087	.2	0.99891	1.00071	.2	0.99874	1.00054	.2	0.99856	1.00035	.2	0.99839	1.00022
.3	0.99906	1.00085	.3	0.99890	1.00069	.3	0.99872	1.00052	.3	0.99854	1.00034	.3	0.99837	1.00022
.4	0.99904	1.00084	.4	0.99888	1.00067	.4	0.99871	1.00050	.4	0.99852	1.00032	.4	0.99835	1.00022
.5	0.99902	1.00082	.5	0.99886	1.00066	.5	0.99869	1.00048	.5	0.99850	1.00030	.5	0.99833	1.00022
.6	0.99901	1.0008	.6	0.99885	1.00064	.6	0.99867	1.00047	.6	0.99848	1.00028	.6	0.99831	1.00022
.7	0.99899	1.00079	.7	0.99883	1.00062	.7	0.99865	1.00045	.7	0.99847	1.00026	.7	0.99830	1.00022
.8	0.99898	1.00077	.8	0.99881	1.00061	.8	0.99863	1.00043	.8	0.99845	1.00024	.8	0.99828	1.00022
.9	0.99896	1.00076	.9	0.99879	1.00059	.9	0.99862	1.00041	.9	0.99843	1.00022	.9	0.99826	1.00022
19.0	0.9841	1.0002	20.0	0.9821	1.0000	21.0	0.9799	0.9979	22.0	0.9777	0.9957	23.0	0.9754	0.9933
.1	0.99839	1.00018	.1	0.99819	0.99998	.1	0.99797	0.99977	.1	0.99775	0.9954	.1	0.99752	0.9931
.2	0.99837	1.00016	.2	0.99816	0.99996	.2	0.99795	0.99974	.2	0.99773	0.9952	.2	0.99749	0.9929
.3	0.99835	1.00014	.3	0.99814	0.99994	.3	0.99793	0.99972	.3	0.99771	0.9950	.3	0.99747	0.9926
.4	0.99833	1.00012	.4	0.99812	0.99992	.4	0.99791	0.99970	.4	0.99768	0.9947	.4	0.99745	0.9924
.5	0.99831	1.00010	.5	0.99810	0.99990	.5	0.99789	0.99968	.5	0.99766	0.9945	.5	0.99742	0.9921
.6	0.99829	1.00008	.6	0.99808	0.99987	.6	0.99786	0.99966	.6	0.99764	0.9943	.6	0.99740	0.9919
.7	0.99827	1.00006	.7	0.99806	0.99985	.7	0.99784	0.99963	.7	0.99761	0.9940	.7	0.99737	0.9917
.8	0.99825	1.00004	.8	0.99804	0.99983	.8	0.99782	0.99961	.8	0.99759	0.9938	.8	0.99735	0.9914
.9	0.99823	1.00002	.9	0.99802	0.99981	.9	0.99780	0.99959	.9	0.99756	0.9936	.9	0.99732	0.9912
23.0	0.9754	0.9933	24.0	0.9730	0.9907	25.0	0.9705	0.9884	26.0	0.9679	0.9858	27.0	0.9652	0.9831
.1	0.99752	0.99931	.1	0.99727	0.99907	.1	0.99702	0.99881	.1	0.99676	0.9855	.1	0.99649	0.9828
.2	0.99749	0.99929	.2	0.99725	0.99904	.2	0.99700	0.99879	.2	0.99673	0.9852	.2	0.99646	0.9825
.3	0.99747	0.99926	.3	0.99723	0.99902	.3	0.99697	0.99876	.3	0.99671	0.9850	.3	0.99643	0.9822
.4	0.99745	0.99924	.4	0.99720	0.99899	.4	0.99694	0.99874	.4	0.99668	0.9847	.4	0.99641	0.9819
.5	0.99742	0.99921	.5	0.99717	0.99897	.5	0.99692	0.99871	.5	0.99665	0.9844	.5	0.99638	0.9817
.6	0.9974	0.99919	.6	0.99715	0.99894	.6	0.99689	0.99868	.6	0.99663	0.9842	.6	0.99635	0.9814
.7	0.99737	0.99917	.7	0.99712	0.99892	.7	0.99687	0.99866	.7	0.99660	0.9839	.7	0.99632	0.9811
.8	0.99735	0.99914	.8	0.99710	0.99889	.8	0.99684	0.99863	.8	0.99657	0.9836	.8	0.99629	0.9808
.9	0.99732	0.99912	.9	0.99707	0.99887	.9	0.99681	0.99860	.9	0.99654	0.9833	.9	0.99627	0.9806
27.0	0.9652	0.9831	28.0	0.9624	0.9803	29.0	0.9595	0.9774	30.0	0.9565	0.9744	31.0	0.9535	0.9713
.1	0.99649	0.99828	.1	0.99621	0.99800	.1	0.99592	0.99771	.1	0.99562	0.9714	.1	0.99532	0.9682
.2	0.99646	0.99825	.2	0.99618	0.99797	.2	0.99589	0.99768	.2	0.99559	0.9738	.2	0.99530	0.9673
.3	0.99643	0.99822	.3	0.99615	0.99794	.3	0.99586	0.99765	.3	0.99556	0.9735	.3	0.99527	0.9664
.4	0.99641	0.99820	.4	0.99612	0.99791	.4	0.99583	0.99762	.4	0.99553	0.9732	.4	0.99524	0.9655
.5	0.99638	0.99817	.5	0.99609	0.99788	.5	0.99580	0.99759	.5	0.99550	0.9729	.5	0.99521	0.9646
.6	0.99635	0.99814	.6	0.99607	0.99785	.6	0.99577	0.99756	.6	0.99547	0.9726	.6	0.99518	0.9637
.7	0.99632	0.99811	.7	0.99604	0.99783	.7	0.99574	0.99753	.7	0.99544	0.9723	.7	0.99515	0.9628
.8	0.99629	0.99808	.8	0.99601	0.99780	.8	0.99571	0.99750	.8	0.99541	0.9720	.8	0.99512	0.9619
.9	0.99627	0.99806	.9	0.99598	0.99777	.9	0.99568	0.99747	.9	0.99538	0.9716	.9	0.99509	0.9610

Fuente: ASTM D 854-02

3.3 Práctica de laboratorio de Mecánica de Suelos N° 3. Análisis granulométrico por tamizado y determinación del porcentaje menor a 0.075 mm en un suelo

3.3.1 Introducción

Indistintamente del origen del suelo, los tamaños de las partículas, en general, que son parte de un suelo, varían en un rango amplio. Los suelos en general son llamados grava, arena, limo o arcilla, dependiendo de los tamaños de partículas que predominan.

Las gravas son fracciones de rocas que en ocasiones tienen partículas de cuarzo, feldespato y otros minerales.

Las partículas de arena están formadas especialmente de cuarzo y feldespatos, aunque también están presentes, a veces, otros granos minerales.

Los limos son fragmentos microscópicos de suelo que consisten en granos muy finos de cuarzo y algunas partículas en forma de escamas (hojuelas) que son fracciones de minerales micáceos.

Las arcillas son principalmente partículas submicroscópicas en forma de escamas de mica, minerales arcillosos y otros minerales. Éstas se definen como partículas menores a 0.002 mm, que desarrollan plasticidad cuando se mezclan con una cantidad limitada de agua.

El análisis granulométrico es la determinación del rango de tamaños de partículas presentes en un suelo, expresado como un porcentaje de la masa seca total. Se usan dos métodos para encontrar la distribución del tamaño de las partículas del suelo: 1) Análisis con tamizado, para tamaños de partículas mayores de 0.075 mm de diámetro, y 2) Análisis hidrométrico, para tamaños de partículas menores de 0.075 mm de diámetro. Sin embargo, Casagrande demostró que el tamaño de las partículas no es quien diferencia un limo de una arcilla, como se creía hasta el primer cuarto del siglo XX, por lo que no es necesario el análisis hidrométrico. En el presente ensayo usaremos el primer método de análisis granulométrico.

El análisis por tamizado consiste en sacudir la muestra de suelo seco a través de un conjunto de tamices que tienen aberturas progresivamente más pequeñas. Los números de los tamices estándar con sus tamaños de aberturas se dan en la **tabla 3.4**, bajo la **norma ASTM D 422** (Das, 2015).

Tabla 3.9 Serie de tamices empleados para el ensayo.

3 in (75.0 mm)	No. 4 (4.75 mm)
2 in (50.0 mm)	No. 10 (2.00 mm)
1 1/2 in (37.5 mm)	No. 20 (0.850 mm)
1 in (25.0 mm)	No. 30 (0.600 mm)
3/4 in (19.0 mm)	No. 40 (0.425 mm)
1/2 in (12.5 mm)	No. 60 (0.250 mm)
3/8 in (9.5 mm)	No. 100 (0.150 mm)
1/4 in (6.3 mm)	No. 200 (0.075 mm)

Fuente: Norma ASTM D422.

Inicialmente, el suelo se dividía únicamente en tres o cuatro fracciones debido a lo engorroso de los procedimientos disponibles de separación por tamaños. Posteriormente, con la llegada de la técnica del tamizado, fue posible el trazo de curvas granulométricas contando con agrupaciones de las partículas del suelo en mayor número de tamaños diferentes.

La gráfica granulométrica se representa en escala semilogarítmica (solo las abscisas en escala logarítmica y ordenadas en escala natural), suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren a porcentaje, en masa, de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La forma de la curva da una rápida idea de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un solo tamaño, estará representado por una línea vertical. Los ejemplos de curvas granulométricas se muestran en la **figura 3.2**.

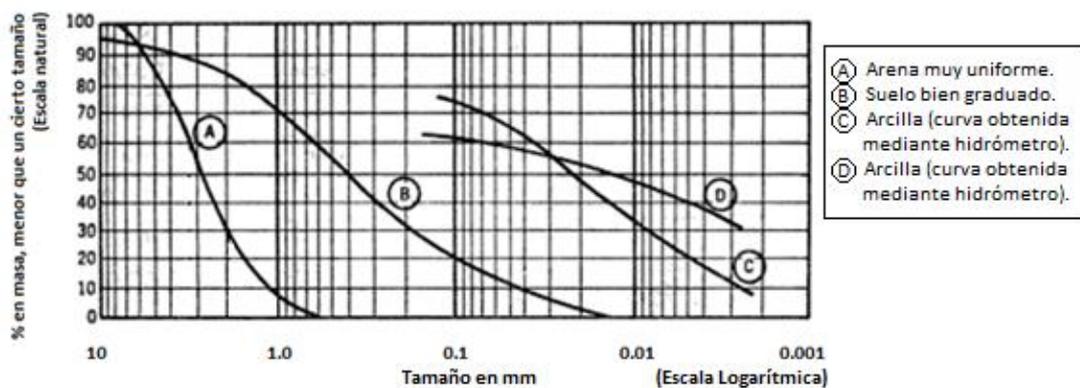


Figura 3.26 Ejemplo de curvas granulométricas de algunos suelos.

Fuente: Fundamentos de la Mecánica de Suelos tomo I (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005)

3.3.2 Objetivo

Determinar el porcentaje de suelo seco que pasa a través de cada uno de los tamices, con relación a la masa de suelo seco inicial o ensayada.

3.3.3 Documentos de referencia

ASTM D 422-63 Mecánica de suelos. Método de análisis del tamaño de partículas de suelo.

3.3.4 Terminología

Tamices. Mallas o cribas a través de las cuales pasan o se retienen los diferentes tamaños de partículas de suelo analizados.

3.3.5 Equipo

3.5.1 Balanza. La balanza usada en este ensayo deberá tener una precisión de 1 g.

3.5.2 Tamices. Serie de tamices de la norma ASTM D422-63, según **tabla 3.2**.

3.5.3 Horno de secado. Horno regulado termostáticamente, capaz de mantener una temperatura constante de $105\pm 5^{\circ}\text{C}$.

3.5.4 Agitador de tamices mecánico. Es un dispositivo mecánico que crea un movimiento en el conjunto de tamices y produce que las partículas pasen o sean retenidas en cada uno de los tamices.

3.3.6 Procedimiento

3.3.6.1 Tomar una muestra menor de 5000 gramos de suelo seco al horno a una temperatura de $105\pm 5^{\circ}\text{C}$ durante 24 horas, colocarla dentro de una bandeja en maceración y disgregar el suelo con las manos. Ver las **fotos (1), (2) y (3)**. (Todas las fotos se encuentran en el **anexo 3.1**).

3.3.6.2 Colocar el arreglo de tamices en orden descendente bajo una llave de agua (tratar de colocar la mayor cantidad de tamices), hacer pasar el suelo disgregado del paso anterior por los tamices y lavar el suelo con cuidado evitando que se escape por el borde de los tamices. Ver las **fotos (4), (5) y (6)**.

3.3.6.3 Colocar nuevamente el suelo lavado en una bandeja y dejar secar el suelo en el horno a una temperatura $105\pm 5^{\circ}\text{C}$, durante 24 horas, hasta que la masa se mantenga constante. Ver la **foto (7)**. Posteriormente determinar la masa de suelo seco.

3.3.6.4 Ordenar los tamices de la **tabla 3.4** de forma descendente uno sobre otro; colocar el suelo seco sobre el tamiz de mayor abertura y agitar manualmente o mediante el agitador de tamices mecánico durante un período de 5 minutos, aproximadamente. Ver las **fotos (9), (10) y (11)**.

3.3.6.5 Luego del tamizado se procede a determinar las masas retenidas en cada tamiz. La masa total del suelo después del proceso de tamizado deber ser similar a la masa seca después del lavado. Ver **fotos (12), (13), (14) y (15)**.

3.3.7 Cálculos

3.3.7.1 Registrar las masas de suelo retenidas en cada tamiz en gramos en la ficha laboratorio en el **anexo 3.3**.

3.3.7.2 Calcular la masa retenida acumulada en cada tamiz en gramos.

3.3.7.3 Determinar el porcentaje de suelo retenido con cada tamiz con relación a la masa seca inicial de la muestra.

3.3.7.4 Determinar el porcentaje de suelo pasante en cada tamiz con relación a la masa seca inicial de la muestra, restando de 100% el % retenido acumulado del punto 3.3.7.3.

3.3.7.5 Calcular el porcentaje de suelo que pasa el tamiz No. 200 (0,075mm), mediante la **ecuación (3.9)**:

$$P = \frac{A-B}{A} \times 100 \quad (3.9)$$

Donde:

P = porcentaje de suelo fino pasante del tamiz No. 200 (%).

A = masa seca inicial de la muestra de suelo antes del procedimiento de lavado (gramos).

B = masa seca del suelo después del procedimiento de lavado (gramos).

3.3.8 Informe de resultados

3.3.8.1 Los resultados del ensayo deben registrarse en las fichas de laboratorio que se encuentran dentro del **anexo 3.3**.

3.3.8.2 El informe correspondiente a este ensayo debe constar de:

- a) Descripción de las características de la muestra ensayada y procedencia.
- b) Determinación de los porcentajes pasantes de cada tamiz y determinación del porcentaje menor a 0.075 mm.

3.3.9 Bibliografía

Das, B. M. (2015). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Sacramento, USA: Cengage Learning Editores S.A.

Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. (2005). Mecánica de Suelos. Tomo1. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. México DF, México: Limusa.

Anexo 3.1 Fotografías

Foto (1). Masa inicial de suelo.



Foto (2). Macerado del suelo.



Foto (3). Disgregación del suelo.



Foto (4). Vertido del agua de lavado.



Foto (5). Lavado del suelo (tamiz grueso).



Foto (6). Lavado del suelo (tamiz fino).



Foto (7). Recolección del suelo lavado.



Foto (8). Masa de suelo lavado.



Foto (9), (10) y (11). Proceso de tamizado.



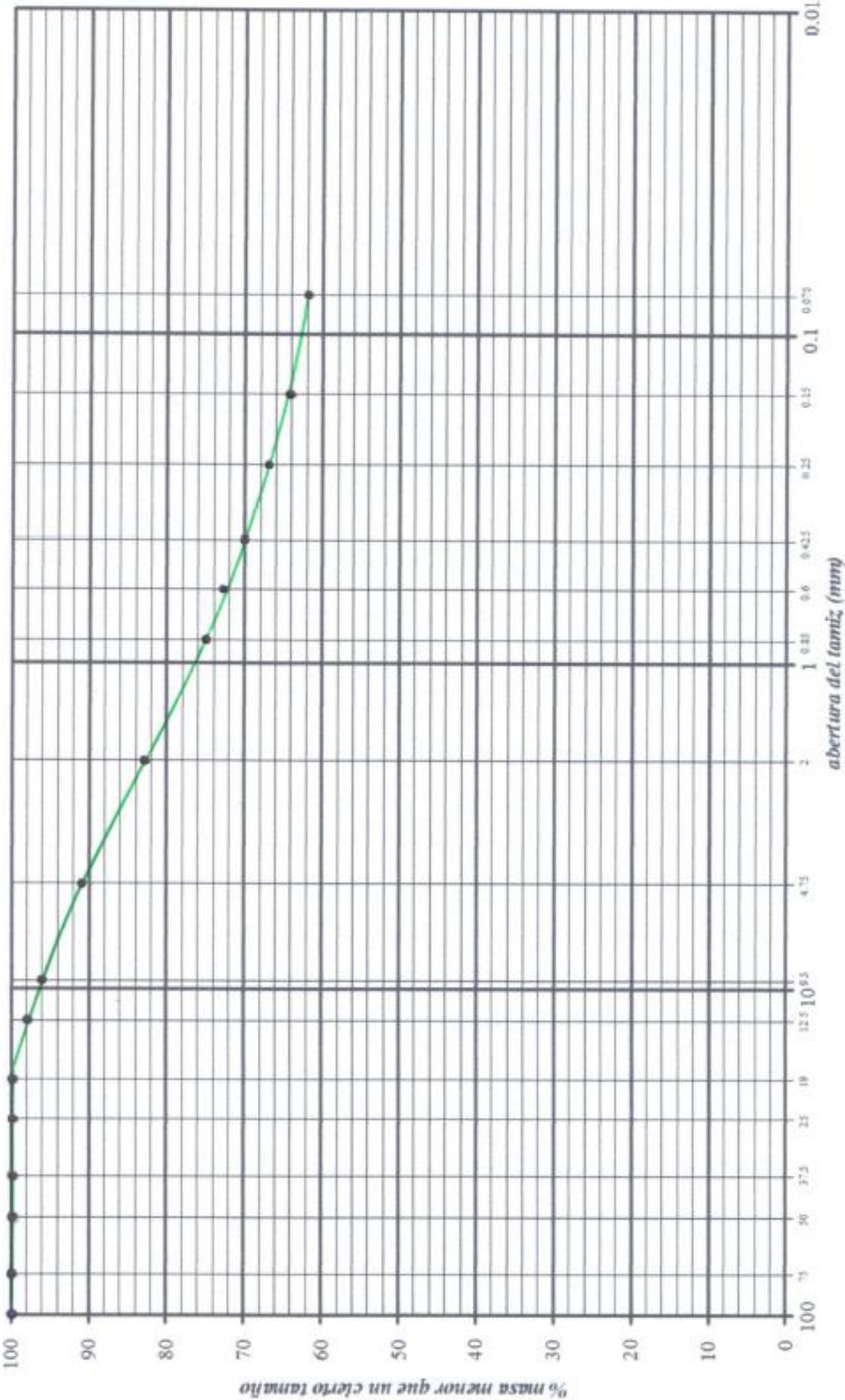
Foto (12), (13), (14) y (15). Determinación de la masa de suelo en cada tamiz.



Fuente: Guerrero-Lima. Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad del Azuay

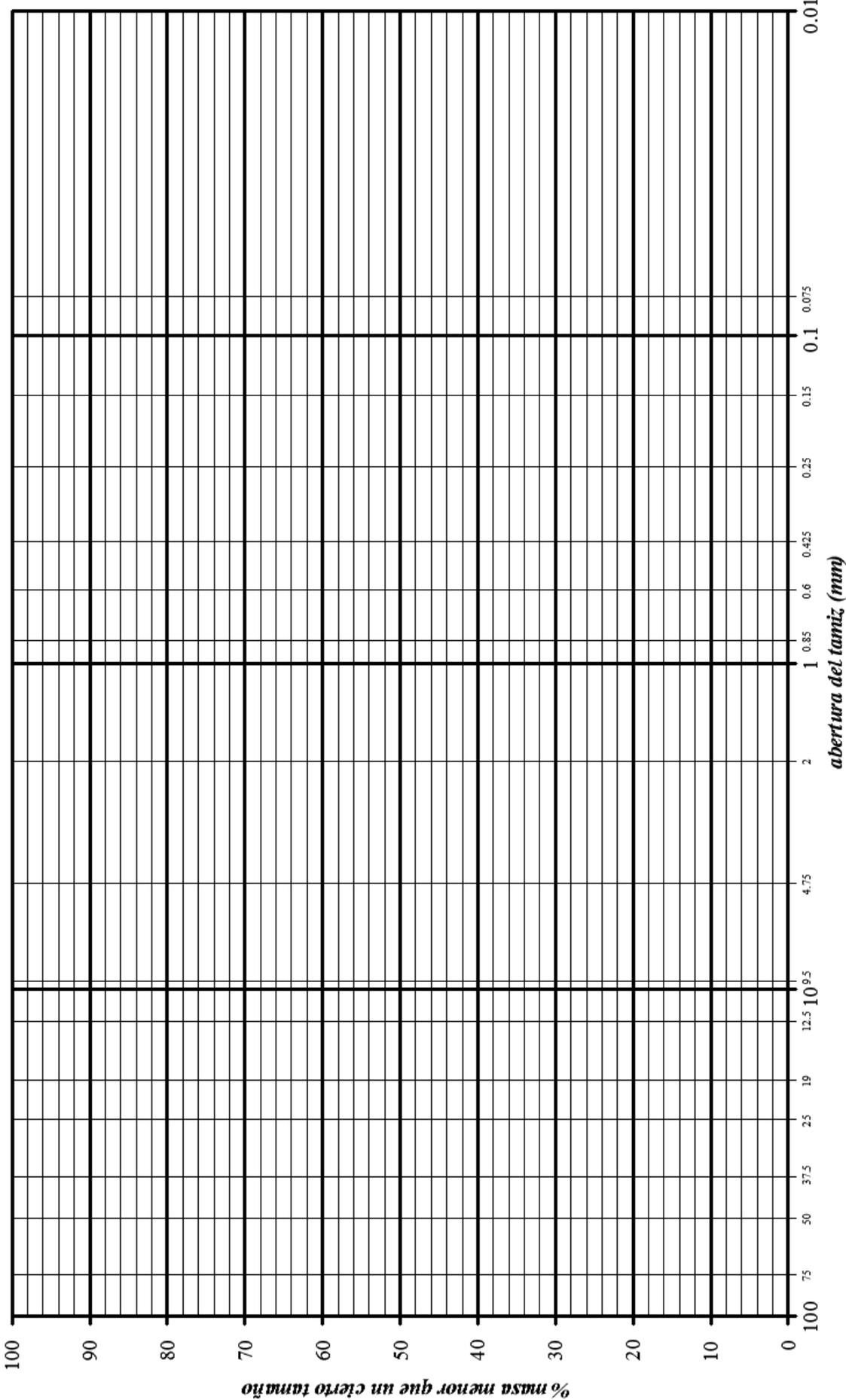
Anexo 3.2 Ejemplo del análisis granulométrico por tamizado

FICHA DE LABORATORIO					
UNIVERSIDAD DEL AZUAY					
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 3					
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO Y					
DETERMINACIÓN DEL PORCENTAJE MENOR A 0.075 mm EN UN SUELO					
Relizado por: <u>Paolo Guerrero Abril, Esteban Lima Rodas</u>					
Grupo: <u>1</u>			Fecha: <u>07/03/2018</u>		
Localización del suelo: <u>Vista Linda / Yanuncay / Cuenca.</u>					
Descripción de la muestra: <u>Muestra de color marrón con presencia de grumos.</u>					
TAMIZ		MASA RETENIDA		% RETENIDO	% PASANTE
Pulgadas	mm	PARCIAL (g)	ACUMULADO (g)		
3	75	0	0	0	100
2	50	0	0	0	100
1 1/2	37.5	0	0	0	100
1	25	0	0	0	100
3/4	19	9	9	0	100
1/2	12.5	72	81	2	98
3/8	9.5	58	139	4	96
N° 4	4.75	172	311	9	91
N° 10	2	268	579	17	83
N° 20	0.85	259	838	25	75
N° 30	0.6	77	915	27	73
N° 40	0.425	95	1010	30	70
N° 60	0.25	114	1124	33	67
N° 100	0.15	108	1232	36	64
N° 200	0.075	72	1304	38	62
Masa Pasa N° 200		12	1316	39	12
Masa seca de suelo antes del lavado A (g)					3391
Masa seca de suelo después del lavado B (g)					1317
Masa que pasa el tamiz No. 200 (g)					2074
Porcentaje de suelo fino que pasa el tamiz No. 200 (%)					61
Observaciones: _____					



Anexo 3.3 Ficha del ensayo del análisis granulométrico por tamizado

FICHA DE LABORATORIO					
UNIVERSIDAD DEL AZUAY					
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 3					
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO Y					
DETERMINACIÓN DEL PORCENTAJE MENOR A 0.075 mm EN UN SUELO					
Relizado por: _____					
Grupo: _____			Fecha: _____		
Localización del suelo: _____					
Descripción de la muestra: _____					
TAMIZ		MASA RETENIDA		% RETENIDO	% PASANTE
Pulgadas	mm	PARCIAL (g)	ACUMULADO (g)		
3	75				
2	50				
1 1/2	37.5				
1	25				
3/4	19				
1/2	12.5				
3/8	9.5				
N° 4	4.75				
N° 10	2				
N° 20	0.85				
N° 30	0.6				
N° 40	0.425				
N° 60	0.25				
N° 100	0.15				
N° 200	0.075				
Masa Pasa N° 200					
Masa seca de suelo antes del lavado A (g)					
Masa seca de suelo después del lavado B (g)					
Masa que pasa el tamiz No. 200 (g)					
Porcentaje de suelo fino que pasa el tamiz No. 200 (%)					
Observaciones: _____					



3.4 Práctica de laboratorio de Mecánica de Suelos N° 4. Determinación de los límites de consistencia

3.4.1 Introducción

El cambio de volumen y la capacidad de pasar de un estado sólido a un comportamiento de fluido viscoso, en los suelos, dependen del tipo y de la cantidad de minerales de arcilla, así como del contenido de agua (Crespo Villalaz, 2004).

En 1900, Atterberg desarrolló un método para describir la consistencia de los suelos de grano fino con diferentes contenidos de agua **figura 3.3** (Das, 2010).

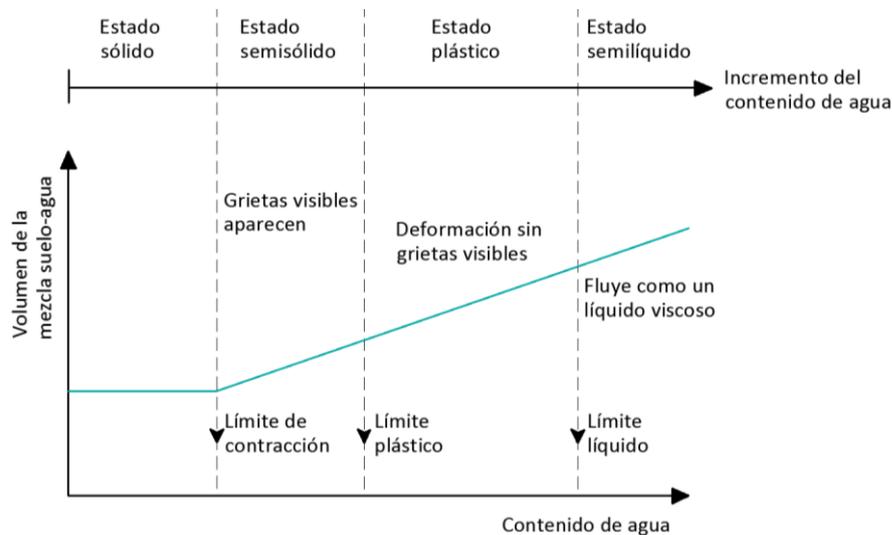


Figura 3.27 Definición de los límites de Atterberg.

Fuente: Principles of Foundation Engineering. (Das, 2016)

El contenido de agua de un suelo inicialmente en estado semilíquido sometido a un secado uniforme se reduce, y consecuentemente su volumen disminuye. A un determinado contenido de agua (límite líquido), el suelo adquiere rigidez y ya no puede fluir como un líquido viscoso, y conforme el suelo continúa secándose, se alcanza un rango de contenido de agua en el cual el suelo puede ser remodelado sin desmoronamiento (comportamiento plástico); pero si el secado se extiende fuera de dicho rango, se ingresa en un estado semisólido, en donde una nueva deformación presenta grietas visibles. El contenido de agua en el cual el suelo cambia de un estado plástico a semisólido se conoce como límite plástico. Al continuar secándose el suelo, éste ingresa a un estado en donde no existe cambio de volumen, debido a que aproximadamente toda el agua en el suelo ha sido eliminada. El contenido de agua en el cual el suelo cambia de un estado semisólido a sólido es llamado límite de contracción (Budhu, 2015).

Los estados anteriores son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando y no existen criterios estrictos para distinguir sus fronteras; el establecimiento de éstas se realiza de manera convencional. Atterberg fue quién estableció las primeras convenciones, bajo el nombre general de límites de consistencia (**figura 3.3**) (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

3.4.2 Aplicación práctica

Los límites líquido y plástico se usan principalmente para la identificación y clasificación de suelos; éstos también son útiles para predecir la densidad máxima en el ensayo de compactación y ocasionalmente el límite líquido es empleado para estimar asentamientos debidos a la consolidación del suelo, tanto la densidad máxima como los asentamientos son pronósticos que se consiguen mediante relaciones empíricas.

3.4.3 Determinación del límite líquido. Método de Casagrande

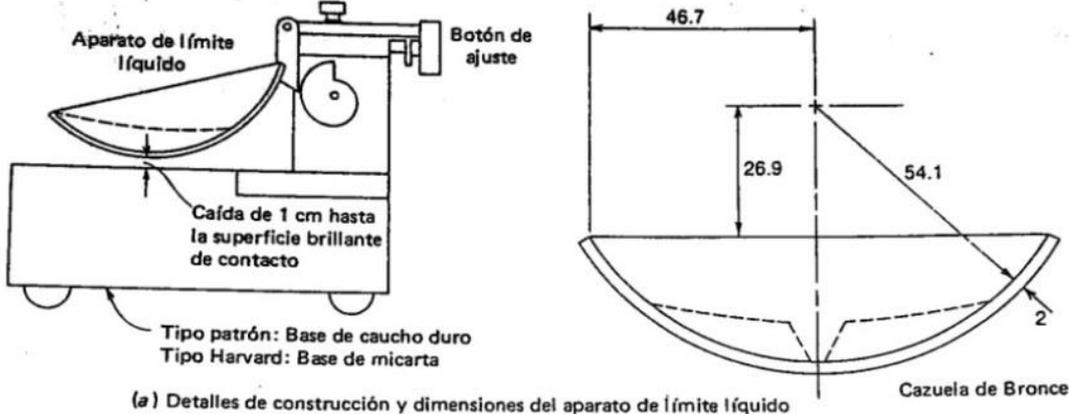
3.4.3.1 Introducción

Un diagrama del aparato para la determinación del límite líquido se muestra en la **figura 3.4a**, que consiste en una base de caucho vulcanizado y una copa de bronce acoplada a un dispositivo mecánico. Para el ensayo de límite líquido se coloca la pasta de suelo en la copa y se realiza una ranura en el centro de ésta, usando para ello la herramienta de corte estándar (**figura 3.4b**). Luego, a través del dispositivo mecánico la copa es levantada y se deja caer desde una altura de 10 mm. El contenido de agua, en porcentaje, requerido para que la ranura se cierre longitudinalmente una distancia de 12.7 mm luego de 25 golpes se define como límite líquido. En la **figura 3.5** se puede observar como la parte inferior de la ranura se cierra longitudinalmente (Das, 2010).

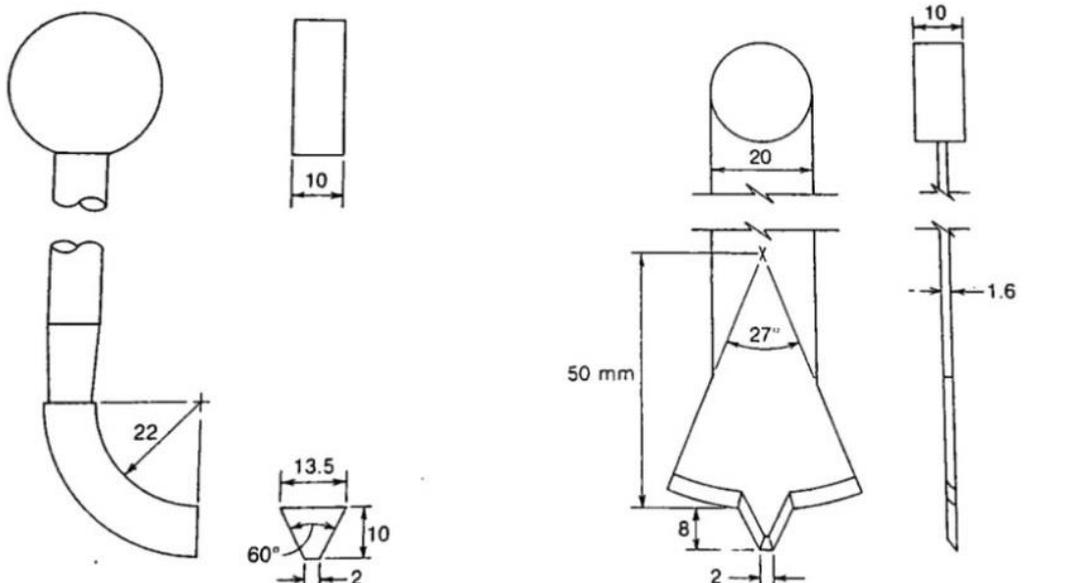
Casagrande concluyó que la fuerza que se opone a la fluencia de los lados de la ranura proviene de la resistencia al corte del suelo, convirtiéndose el número de golpes requerido para cerrar la ranura en la medida de dicha resistencia. Un suelo plástico en el límite líquido presenta una resistencia al corte de 25 g/cm^2 ($\approx 2.5 \text{ kN/m}^2$) (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

El límite líquido se obtiene mediante una gráfica semilogarítmica, con el número de golpes sobre la escala logarítmica (abscisa) y el contenido de agua sobre la escala aritmética (ordenada) (Das, 2002).

Todas las dimensiones en mm.



(a) Detalles de construcción y dimensiones del aparato de límite líquido



(b) Herramientas ranuradoras

Figura 3.28 Equipo para la determinación del límite líquido.

Fuente: Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil. (Bowles J. E., 1980)

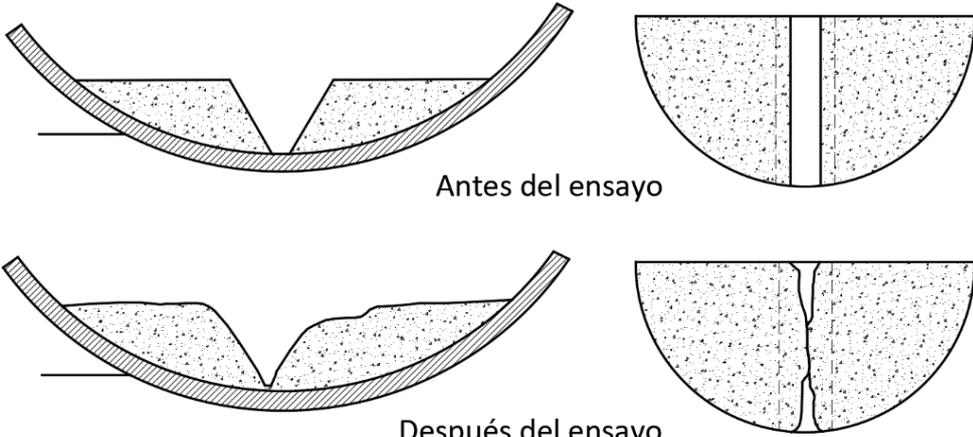


Figura 3.29 Cierre longitudinal de la ranura.

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones (Crespo Villalaz, 2004)

3.4.3.2 Objetivo

Determinar el contenido de agua de un suelo, en el límite entre su comportamiento líquido y plástico.

3.4.3.3. Documentos de referencia

3.4.3.3.1 NTE INEN 688 1982-05. Mecánica de suelos. Preparación de muestras alteradas para ensayos.

3.4.3.3.2 NTE INEN 691 1982-05. Mecánica de suelos. Determinación del límite líquido: método de Casagrande.

3.4.3.4 Equipo

3.4.3.4.1 Copa de Casagrande. Copa de bronce resistente a la corrosión, acoplada a un dispositivo mecánico, con una base de impacto de caucho vulcanizado.

3.4.3.4.2 Acanaladores. Deben ser de bronce o acero, resistentes a la corrosión y se los emplea para realizar la ranura en la muestra de suelo. El acanalador empleado puede ser laminar (herramienta tipo Casagrande) o trapecial (herramienta tipo ASTM), ver la **figura (3.4b)**.

3.4.3.4.3 Fuente de mezclado. Fabricada de porcelana, vidrio o plástico, utilizada para el mezclado de la muestra de suelo.

3.4.3.4.4 Espátula. Construidas de acero inoxidable, utilizadas para el mezclado y cortado de la muestra de suelo.

3.4.3.4.5 Horno de secado. Horno regulado termostáticamente, capaz de mantener una temperatura constante de $105\pm 5^{\circ}\text{C}$.

3.4.3.4.6 Balanza. Debe tener una precisión de 0.01 gramo.

3.4.3.4.7 Recipientes (recipiente y tapa hermética). Construidos preferiblemente de aluminio o de un material resistente a la corrosión, que no altere su masa o se desintegre debido al fenómeno repetitivo de calentado y enfriado. Cada recipiente y su respectiva tapa deben identificarse mediante numeración clara e indeleble.

3.4.3.4.8 Guantes. Fabricados de amianto, utilizados para la manipulación de los recipientes al extraerlos del horno, debido a la elevada temperatura a la que se encuentran éstos.

3.4.3.4.9 Agua destilada. Agua desmineralizada.

3.4.3.4.10 Piseta. Generalmente fabricada de plástico, consiste en un recipiente cilíndrico sellado con tapa rosca, la cual posee un pequeño tubo con una abertura que permite rociar agua. Debe contener agua destilada.

3.4.3.4.11 Recipientes herméticos. Construidos de material resistente a la corrosión, capaces de contener alrededor de 200 a 250 g de suelo húmedo.

3.4.3.4.12 Calibrador. Instrumento metálico, empleado para medir la separación de la muestra de suelo en la copa de Casagrande.

3.4.3.4.13 Disco de evaporación. Puede usarse vidrios de reloj de tamaño adecuado o simplemente una tela impermeable.

3.4.3.5 Procedimiento de ensayo

3.4.3.5.1 La muestra de suelo para el ensayo debe poseer alrededor de 250 g, tomada del material que pasa el tamiz N°40 (0.425 mm). Ver la **foto (1)**. (Todas las fotos se encuentran en el **anexo 4.1**).

Nota: Joseph Bowles recomienda que previo al tamizado del material, se deberá mediante un mortero destruir los grumos contenidos en la muestra de suelo, evitándose de esta manera que el material menor a 0.425 mm sea retenido en el tamiz N°40.

3.4.3.5.2 A la muestra de suelo se la deja evaporar, si fuera necesario, o se la añade agua destilada y se la mezcla completamente en la fuente de mezclado, usando una espátula, hasta conseguir una pasta de suelo cremosa y homogénea que pueda ser fácilmente moldeada con los dedos. Ver la **foto (2)**.

Nota: Para evitar la pérdida de humedad de la muestra de suelo, una vez que se haya manipulado ésta, es necesario cubrir la fuente de mezclado con el disco de evaporación durante todo el ensayo de límite líquido. Ver la **foto (3)**.

3.4.3.5.3 Colocar una porción de la pasta de suelo en la copa, extendiéndola rápida y cuidadosamente con la espátula, evitando la formación de burbujas de aire atrapadas. Ver la **foto (4)**.

3.4.3.5.4 Nivelar la pasta respecto al extremo frontal de la copa y paralelamente a la base de impacto, a fin de conseguir una profundidad de 10 mm en la sección de espesor máximo. La nivelación será realizada con la espátula y el suelo sobrante se regresará a la fuente de mezclado. Ver la **foto (5)**.

3.4.3.5.5 Realizar mediante el acanalador una ranura longitudinal en la pasta, de manera tal que ésta sea dividida en dos porciones. El acanalador durante su recorrido debe mantenerse perpendicular a la base de impacto. Ver la **foto (6)**.

Nota:

- a) En suelos arenosos se recomienda el uso del acanalador laminar, debido a que el acanalador trapecial desplaza en suelo en lugar de cortarlo, destruyendo la adherencia entre el suelo y la copa.
- b) Limitar al mínimo el número de recorridos del acanalador, a fin de evitar la rotura de los lados de la ranura o el deslizamiento de la pasta de suelo en la copa, por tal razón se permiten hasta seis recorridos del acanalador, desde atrás hacia adelante o viceversa; debe tenerse presente que la profundidad de la ranura se incrementa con cada recorrido y solo con el último debe tocarse el fondo de la copa.

3.4.3.5.6 Girar el manubrio a una velocidad de 2 revoluciones (golpes) por segundo, contando el número necesario de golpes para que la parte inferior de la ranura se cierre una distancia continua de alrededor de 12.7 mm (ver la **Nota a**), ésta será medida con un calibrador. Ver la **foto (7)**.

Nota:

- a) La norma ASTM D 4318-00 Método de ensayo estándar para límite líquido, límite plástico, e índice de plasticidad de los suelos; establece que la ranura deberá cerrarse a una distancia de 12.7 mm (1/2 pulg); mientras que la norma INEN 691 1982-05, manifiesta que la ranura deberá cerrarse a una distancia continua de 10 mm.
- b) Cuando el suelo tiende a deslizarse en lugar de fluir, deberá repetirse el ensayo añadiendo agua destilada hasta alcanzar la fluencia en la ranura; si después del incremento adicional de agua el suelo continúa deslizándose con un mínimo de 25 golpes, el ensayo no es aplicable y el límite líquido no puede ser determinado.
- c) Si el número de golpes para la primera determinación está entre 35 y 45 se prosigue como se indica en 3.4.3.5.7; caso contrario, transferir la pasta de la copa a la fuente de mezclado, añadir agua destilada y volver a mezclar, o dejarla secar al aire, según corresponda, hasta conseguir un número de golpes entre 35 y 45.

3.4.3.5.7 Colocar en un recipiente mediante la espátula aproximadamente 10 g de la pasta de suelo y determinar el contenido de agua. La porción de suelo se tomará de la zona donde se juntaron los bordes la ranura. Ver la **foto (8)**.

3.4.3.5.8 Repetir las operaciones de 3.4.3.5.3 a 3.4.3.5.7 por lo menos cuatro veces, añadiendo agua destilada a la muestra, de manera tal que la humedad de ésta sea mayor para cada punto. Los incrementos de agua destilada se realizarán de modo que el número de golpes necesario para cerrar la ranura varíe entre 45 a 5, de modo que dos ensayos estén bajo los 25 golpes y dos sobre los 25 golpes. Para cada incremento de agua, la muestra deberá ser mezclada por lo menos durante 5 minutos. Ver la **foto (9)**.

Nota: El ensayo se puede realizar dentro de las siguientes escalas de golpes: 45-35, 35-25, 25-15, 15-5. Se procurará que la variación de cada punto sea en lo posible de 10 golpes.

3.4.3.6. Cálculos

3.4.3.6.1 Registrar los datos obtenidos en un papel semilogarítmico, con los contenidos de agua (ordenadas) en escala aritmética, y el número de golpes (abscisas) en escala logarítmica. Los resultados se representarán con un punto.

3.4.3.6.2 Trazar la curva de flujo, que consiste en la línea recta más aproximada a los puntos registrados.

3.4.3.6.3 El límite líquido de la muestra de suelo ensayada se define como el contenido de agua correspondiente a la intersección de los 25 golpes en la curva de flujo. El límite líquido debe redondearse al número entero más cercano.

3.4.3.7. Errores del método

El cierre longitudinal de la ranura está ligado a la percepción de la persona que realiza el ensayo, por lo que el número de golpes puede diferir para una misma muestra ensayada.

3.4.3.8. Informe de resultados

3.4.3.8.1 Los resultados del ensayo deben registrarse en la ficha de laboratorio del **anexo 4.5**, y la gráfica correspondiente al ensayo de límite líquido se trazará en el papel semilogarítmico del **anexo 4.6**.

3.4.3.8.2 El informe correspondiente a este ensayo debe constar de:

- a) Descripción de las características de la muestra ensayada y procedencia.
- b) El contenido de agua en porcentaje correspondiente a cada número de golpes.

3.4.4 Determinación del límite plástico

3.4.4.1 Introducción

El límite plástico se determina mediante la elaboración de rollos de suelo; el ensayo definido según Atterberg no especificaba el diámetro a que debe llegarse al formar el rollo. Terzaghi agregó la condición de que el diámetro sea de 3 mm (1/8"). La formación de los rollos de suelo se realiza sobre una superficie lisa no absorbente, hasta que a los 3 mm de diámetro el rollo se agrieta o desmorona, en ese momento se determinará su contenido de agua, definido como límite plástico (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

El límite plástico es también una medida de la resistencia al corte del suelo, pero a diferencia del límite líquido, la resistencia de diferentes suelos arcillosos en el límite plástico no es constante, ésta depende de la plasticidad de las arcillas que constituyen el suelo (Bowles J. E., 1980). En arcillas muy plásticas, se requiere aplicar una presión considerable para formar los rollos; por el contrario, en arcillas de baja plasticidad, el agrietamiento del rollo puede ocurrir cuando éste posee un diámetro mayor a 3mm (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

3.4.4.2. Objetivo

Determinar el contenido de agua de un suelo, en el límite entre su comportamiento plástico y semisólido.

3.4.4.3. Documentos de referencia

3.4.4.3.1 NTE INEN 688 1982-05. Mecánica de suelos. Preparación de muestras alteradas para ensayos.

3.4.4.3.2 NTE INEN 692 1982-05. Mecánica de suelos. Determinación del límite plástico.

3.4.4.4. Equipo

3.4.4.4.1 Fuente de mezclado. Fabricada de porcelana, vidrio o plástico, utilizada para el mezclado de la muestra de suelo.

3.4.4.4.2 Espátula. Construidas de acero inoxidable, utilizadas para el mezclado y cortado de la muestra de suelo.

3.4.4.4.3 Placa de rolado. Construida de vidrio, mármol o de cualquier material que tenga una superficie lisa no absorbente, de alrededor de 15 x 20 cm.

3.4.4.4.4 Varilla de calibración. Fabricada de acero inoxidable de 3 mm de diámetro y de aproximadamente 10 cm de largo.

3.4.4.4.5 Horno de secado. Horno regulado termostáticamente, capaz de mantener una temperatura constante de $105\pm 5^{\circ}\text{C}$.

3.4.4.4.6 Balanza. Debe tener una precisión de 0.01 gramo.

3.4.4.4.7 Recipientes (recipiente y tapa hermética). Construidos preferiblemente de aluminio o de un material resistente a la corrosión, que no altere su masa o se desintegre debido al fenómeno repetitivo de calentado y enfriado. Cada recipiente y su respectiva tapa deben identificarse mediante numeración clara e indeleble.

3.4.4.4.8 Guantes. Fabricados de amianto, utilizados para la manipulación de los recipientes al extraerlos del horno, debido a la elevada temperatura a la que se encuentran éstos.

3.4.4.4.9 Agua destilada. Agua desmineralizada.

3.4.4.4.10 Piseta. Generalmente fabricada de plástico, consiste en un recipiente cilíndrico sellado con tapa rosca, la cual posee un pequeño tubo con una abertura que permite rociar agua. Debe contener agua destilada.

3.4.4.4.11 Recipientes herméticos. Construidos de material resistente a la corrosión, capaces de contener alrededor de 200 a 250 g de suelo húmedo.

3.4.4.5. Procedimiento de ensayo

3.4.4.5.1 Tomar una muestra del material que pasa el tamiz N°40 (0.425 mm).

3.4.4.5.1.1 La muestra de suelo para el ensayo debe poseer alrededor de 100 g, se deja evaporar ésta, si fuera necesario, o se la añade agua destilada y se la mezcla completamente en la fuente de mezclado, usando la espátula hasta conseguir una pasta de suelo cremosa y homogénea, en cantidad suficiente para formar una bola de suelo fácilmente moldeable con los dedos.

3.4.4.5.1.2 Cuando el límite plástico se determina conjuntamente con el límite líquido, se debe tomar al iniciar el ensayo de límite líquido una muestra de aproximadamente 30 g, la cual debe ser cremosa y homogénea, capaz de formar una bola de suelo fácilmente moldeable con los dedos; esta muestra debe permanecer en un recipiente hermético. Ver la **figura (10)**.

3.4.4.5.2 Tomar aproximadamente 10 g de la pasta de suelo y moldearla entre los dedos hasta formar una bola, luego amasar y rolar ésta entre las palmas de las manos hasta que aparezcan en su superficie pequeñas fisuras, de este modo se asegura que el suelo posea un secado idóneo. Ver la **figura (11)**.

3.4.4.5.3 Formar nuevamente la bola de suelo, rolar ésta entre las puntas de los dedos y la placa de rolado, ejerciendo suficiente presión para formar un rollo de diámetro uniforme (a lo largo de la longitud del rollo) de aproximadamente 3 mm. Ver la **figura (12)**.

3.4.4.5.4 Si el rollo de suelo presenta fisuras o se desmenuza antes de alcanzar 3 mm de diámetro, regresar la muestra ensayada a la fuente de mezclado, añadir agua destilada a toda la masa de suelo, mezclar y proceder como se indica en 3.4.4.5.2 y 3.4.4.5.3.

3.4.4.5.5 Si el rollo alcanza los 3 mm de diámetro sin presentar fisuras o desmenuzamiento, moldear nuevamente el rollo entre los dedos formando una bola y repetir 3.4.4.5.3 hasta cuando al llegar a los 3 mm de diámetro el rollo se corte, tanto longitudinalmente como transversalmente, o se desmenuce al rolarlo con la presión requerida. Utilizar la varilla de calibración para controlar el diámetro del rollo. Ver la **figura (13)**.

Nota: En ningún momento se deberá forzar la rotura del rollo cuando posea un diámetro de 3 mm, ya sea reduciendo la frecuencia de rolado o la presión de la mano; se deberá continuar con un rolado sin deformar el rollo hasta que se agriete.

3.4.4.5.6 Colocar en un recipiente las porciones desmenuzadas del rollo de suelo y determinar el contenido de agua. Ver la **figura (14)**.

3.4.4.5.7 Repetir las operaciones de 3.4.4.5.2 a 3.4.4.5.6 dos veces más, de modo que se realicen tres determinaciones completamente separadas.

3.4.4.6. Errores del método

El agrietamiento del rollo de suelo al alcanzar 3mm de diámetro está ligado a la percepción de la persona que realiza el ensayo, por lo que se puede obtener contenidos de agua diferentes en una misma muestra ensayada.

3.4.4.7. Cálculos

El límite plástico del suelo se determinará realizando un promedio de las humedades obtenidas, dicho valor debe redondearse al número entero más cercano.

3.4.4.8. Informe de resultados

3.4.4.8.1 Los resultados del ensayo deben registrarse en la ficha de laboratorio del **anexo 4.7**.

3.4.4.8.2 El informe correspondiente a este ensayo debe constar de:

- a) Descripción de las características de la muestra ensayada y procedencia.
- b) Contenido de agua, en porcentaje.
- c) Promedio de los contenidos de agua que corresponde al límite plástico del suelo ensayado.

3.4.5 Bibliografía

- Bowles, J. E. (1980). Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil. Bogotá, Colombia: McGraw-Hill Inc.
- Budhu, M. (2015). Soil Mechanics Fundamentals. Arizona, USA: Wiley Blackwell.
- Crespo Villalaz, C. (2004). Mecánica de Suelos y Cimentaciones. México D.F., México: Limusa.
- Das, B. M. (2002). Soil Mechanics Laboratory Manual. New York, USA: Oxford University.
- Das, B. M. (2010). Principles of Geotechnical Engineering. Canadá, Canadá: Cengage Learning.
- Das, B. M. (2016). Principles of Foundation Engineering. Boston, USA: Cengage Learning.
- Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. (2005). Mecánica de Suelos. Tomo1. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. México DF, México: Limusa.

Anexo 4.1 Fotografías

Límite líquido

Foto (1). Material que pasa el tamiz N° 4.



Foto (2). Pasta de suelo cremosa y homogénea formada al añadir agua destilada.



Foto (3). Fuente de mezclado cubierta con el disco de evaporación para evitar la pérdida de humedad.



Foto (4). Porción de la pasta colocada en la copa.



Foto (5). Nivelación paralela de la pasta a la base de impacto.



Foto (6). Acanalador perpendicular a la base de impacto.



Foto (7). Fondo de la ranura se cierra a una distancia continua de 12.7 mm.



Foto (8). Porción de suelo tomada de la zona donde se juntan los bordes de la ranura, empleado para la obtención del contenido de agua.



Foto (9). Incrementos de agua destilada, hasta obtener un mínimo de 4 puntos (2 sobre 25 golpes y 2 inferiores ha dicho valor).



Límite plástico

Foto (10). Bola fácilmente moldeable con los dedos.



Foto (11). Comprobación de un secado idóneo del suelo, amasando la bola entre las palmas de las manos.



Foto (12). Rolado la bola entre las puntas de los dedos y la placa de vidrio, ejerciendo suficiente presión para formar un rollo de aproximadamente 3mm.



Foto (13). Moldeado del rollo formando una bola y posterior rolado hasta alcanzar el agrietamiento a los 3 mm de diámetro.



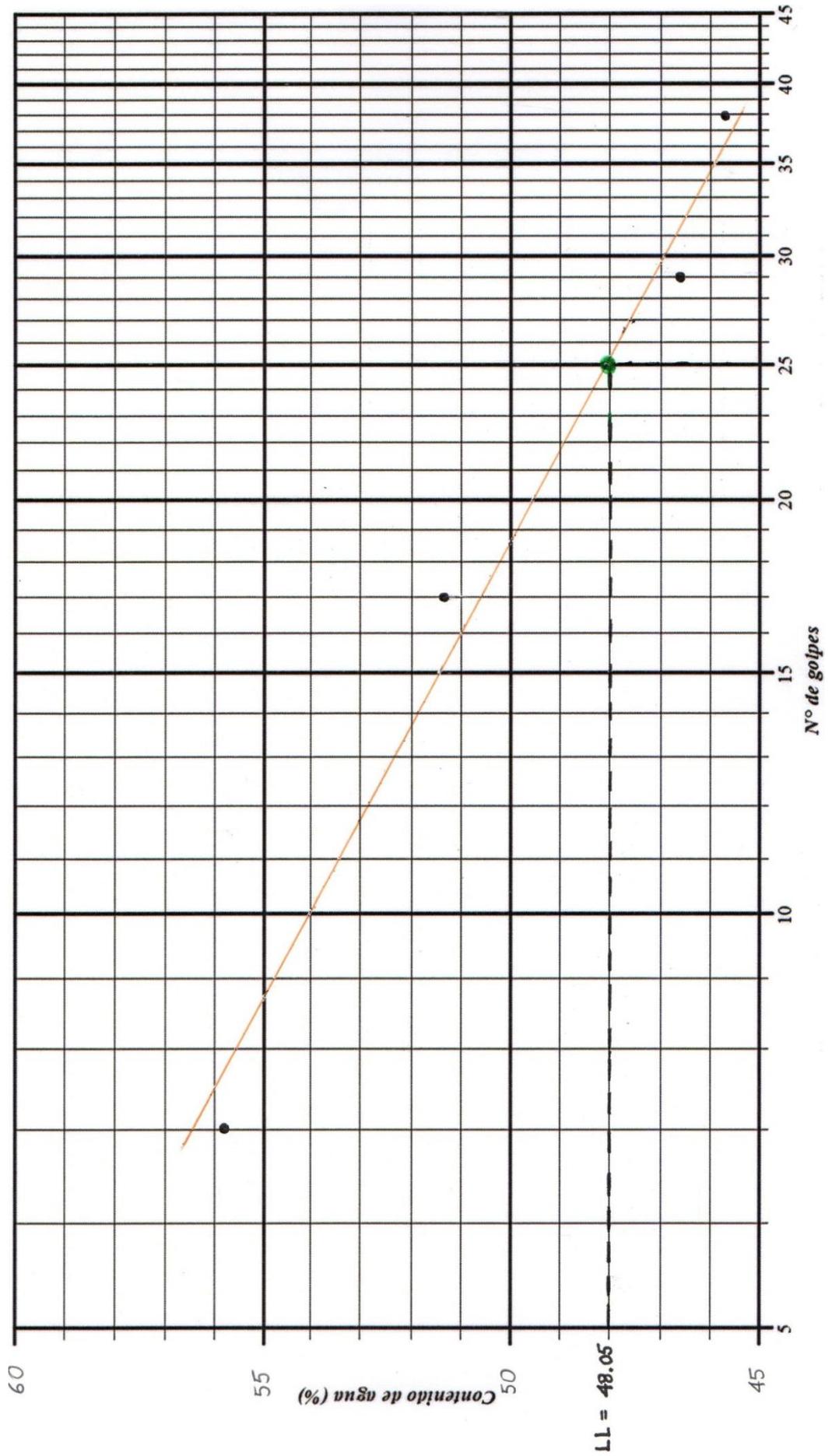
Foto (14). Porciones desmenuzadas del suelo colocadas en un recipiente para la posterior determinación del contenido de agua.



Fuente: Guerrero-Lima. Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad del Azuay

Anexo 4.2 Ejemplo de la determinación del límite líquido

FICHA DE LABORATORIO				
UNIVERSIDAD DEL AZUAY				
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 4				
DETERMINACIÓN DE LOS LÍMITES DE CONSISTENCIA				
DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO				
Realizado por: <u>Robo Guerrero Abril, Esteban Lima Rodas</u>		Fecha: <u>12/03/2018</u>		
Grupo: <u>1</u>		Fecha: <u>1/3</u>		
Localización del suelo: <u>Vista Linda/Yaurinay/Cuenca</u>				
Descripción de la muestra: <u>Muestra de color marrón con presencia de grumos.</u>				
Punto N°	1	2	3	4
N° de golpes	38		17	
Recipiente N°	7	100	35	1
Masa del recipiente (g)	m_1	36.25	37.69	37.57
Masa del recipiente + suelo húmedo (g)	m_2	59.12	49.85	48.53
Masa del recipiente + suelo seco (g)	m_3	51.94	46.02	52.40
Masa del agua (g)	$m_2 - m_3$	7.18	3.83	6.68
Masa del suelo seco (g)	$m_3 - m_1$	15.69	8.33	14.83
Contenido de agua (%)	$\frac{m_2 - m_3}{m_3 - m_1} \times 100$	45.76	45.98	46.55
Límite líquido ω (%)	45.87	46.70	51.48	55.90
Observaciones: <u>No fue posible tener una variación de 10 golpes entre cada punto, debido a la percepción del cierre de la muestra que cada persona tiene.</u>				



Anexo 4.3 Ejemplo de la determinación del límite plástico

FICHA DE LABORATORIO				
UNIVERSIDAD DEL AZUAY				
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 4				
DETERMINACIÓN DE LOS LÍMITES DE CONSISTENCIA				
DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO				
Realizado por: <u>Pablo Guerrero Abril, Esteban Lima Rodas</u>				
Grupo: <u>1</u>	Fecha: <u>12/03/2018</u>	Ficha: <u>2/3</u>		
Localización del suelo: <u>Vista Linda / Yanuncay / Cuenca</u>				
Descripción de la muestra: <u>Muestra de color marrón con presencia de grumos.</u>				
Recipiente N°		23	21	6
Masa del recipiente (g)	m_1	36.55	37.30	36.27
Masa del recipiente + suelo húmedo (g)	m_2	41.18	40.34	38.03
Masa del recipiente + suelo seco (g)	m_3	40.29	39.76	37.69
Masa del agua (g)	$m_2 - m_3$	0.89	0.58	0.34
Masa del suelo seco (g)	$m_3 - m_1$	3.74	2.46	1.42
Contenido de agua (%)	$\frac{m_2 - m_3}{m_3 - m_1} \times 100$	23.80	23.58	23.94
Límite plástico	ω (%)	23.77		
Observaciones:				

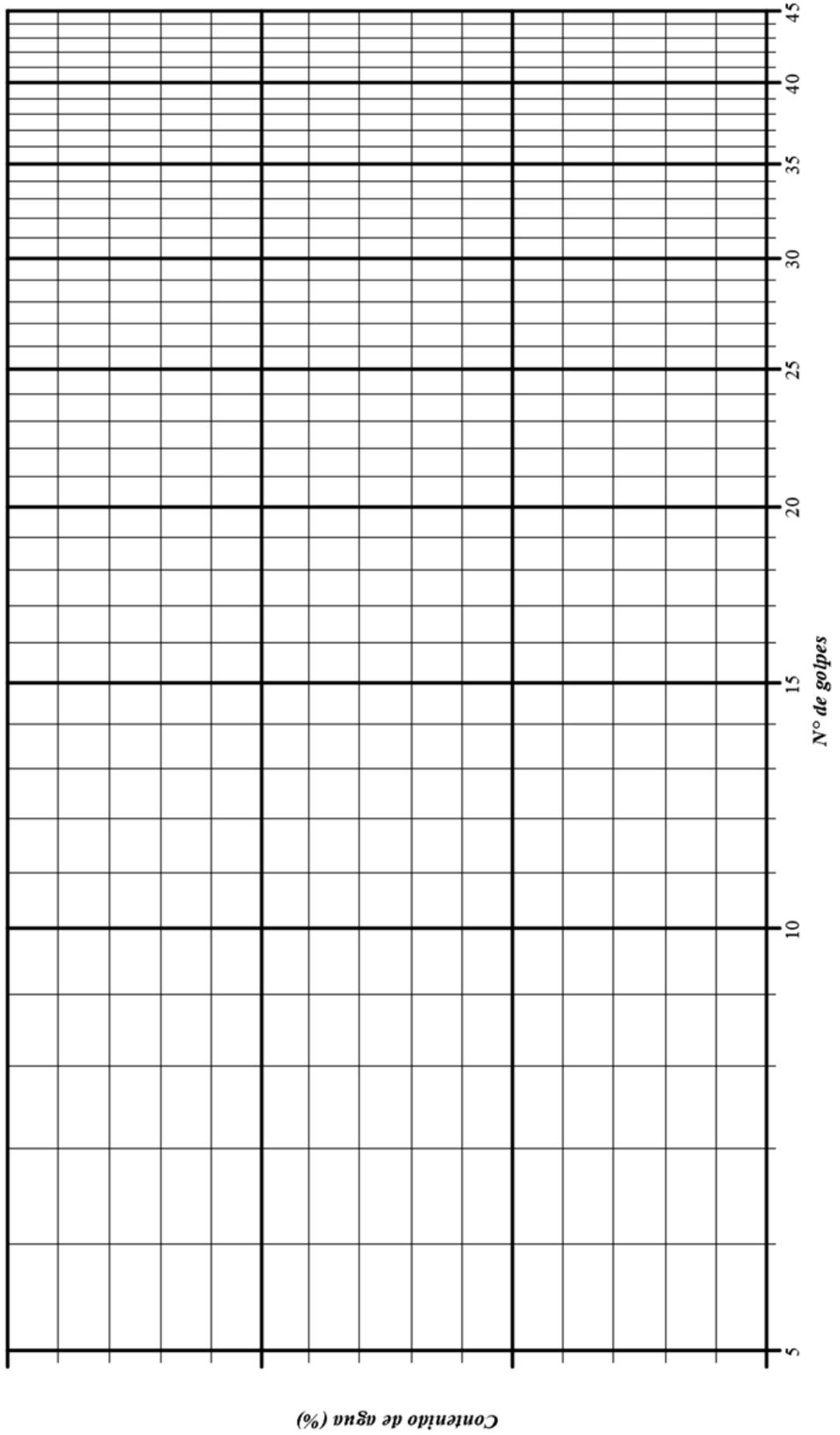
Anexo 4.4 Límites de consistencia

FICHA DE LABORATORIO			
UNIVERSIDAD DEL AZUAY			
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 4			
DETERMINACIÓN DE LOS LÍMITES DE CONSISTENCIA			
LÍMITE LÍQUIDO Y LÍMITE PLÁSTICO			
Realizado por: <u>Pablo Guerrero Abril, Esteban Lima Rodas</u>			
Grupo: <u>1</u>	Fecha: <u>13/03/2018</u>	Ficha: <u>3/3</u>	
Límite líquido	ω (%)	48	
Límite plástico	ω (%)	24	

Anexo 4.5 Ficha para la determinación del límite líquido

	
FICHA DE LABORATORIO UNIVERSIDAD DEL AZUAY PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 4 DETERMINACIÓN DE LOS LÍMITES DE CONSISTENCIA DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO	
Realizado por: _____	
Grupo: _____	Fecha: 1/3
Localización del suelo: _____	
Descripción de la muestra: _____	
Punto N°	
N° de golpes	
Recipiente N°	
Masa del recipiente (g)	m ₁
Masa del recipiente + suelo húmedo (g)	m ₂
Masa del recipiente + suelo seco (g)	m ₃
Masa del agua (g)	m ₂ - m ₃
Masa del suelo seco (g)	m ₃ - m ₁
Contenido de agua (%)	$\frac{m_2 - m_3}{m_3 - m_1} \times 100$
Límite líquido	ω (%)
Observaciones: _____	

Anexo 4.6 Papel semilogarítmico



Anexo 4.7 Ficha para la determinación del límite plástico

FICHA DE LABORATORIO			
UNIVERSIDAD DEL AZUAY			
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 4			
DETERMINACIÓN DE LOS LÍMITES DE CONSISTENCIA DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO			
Realizado por: _____			
Grupo: _____	Fecha: _____	Ficha: _____	2/3
Localización del suelo: _____			
Descripción de la muestra: _____ _____			
Recipiente N°			
Masa del recipiente (g)	m_1		
Masa del recipiente + suelo húmedo (g)	m_2		
Masa del recipiente + suelo seco (g)	m_3		
Masa del agua (g)	$m_2 - m_3$		
Masa del suelo seco (g)	$m_3 - m_1$		
Contenido de agua (%)	$\frac{m_2 - m_3}{m_3 - m_1} \times 100$		
Límite plástico	ω (%)		
Observaciones: _____ _____			

Anexo 4.8 Ficha de los límites de consistencia

FICHA DE LABORATORIO			
UNIVERSIDAD DEL AZUAY			
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 4			
DETERMINACIÓN DE LOS LÍMITES DE CONSISTENCIA LÍMITE LÍQUIDO Y LÍMITE PLÁSTICO			
Realizado por: _____			
Grupo: _____	Fecha: _____	Ficha: _____	3/3
Límite líquido	ω (%)		
Límite plástico	ω (%)		

3.5 Práctica de laboratorio de Mecánica de Suelos N° 5. Ensayo de compactación de suelos tipo Proctor Estándar y Modificado

3.5.1 Introducción

En la construcción de terraplenes para carreteras, presas de tierra y muchas otras estructuras de la ingeniería, los suelos sueltos deben ser compactados para incrementar sus densidades. Con ello se incrementan las características de resistencia de los suelos, aumentando así la capacidad de carga de las cimentaciones construidas sobre ellos, disminuyendo también la magnitud de los asentamientos indeseables de las estructuras e incrementando la estabilidad de los taludes de los terraplenes.

En general, la compactación es la densificación del suelo por remoción de aire existente entre las partículas, lo que requiere de energía mecánica. El grado de compactación de un suelo se mide en términos de su densidad seca. Cuando se agrega agua al suelo durante la compactación, ésta actúa como un agente lubricante de las partículas del suelo, que hace que se deslicen entre sí y se muevan a una posición que proporciona mayor densidad. Por ello, cuando el contenido de agua es gradualmente incrementado y se utiliza el mismo esfuerzo compactador para la compactación, la masa de sólidos del suelo en un volumen unitario (densidad seca) crece en forma gradual (Armas Novoa, 2017).

Más allá de un cierto contenido de agua cualquier incremento del mismo tiende a reducir la densidad seca, debido a que el agua toma los espacios que podrían haber sido ocupados por las partículas sólidas. El contenido de agua bajo el cual se alcanza la máxima densidad seca se denomina contenido de agua óptimo para dicho esfuerzo compactador (energía de compactación).

En la actualidad, la prueba de laboratorio utilizada en todos los países para obtener la densidad seca máxima y el contenido de agua óptimo de un suelo, para un mismo esfuerzo de compactación (energía de compactación), fue ideada por R.R. Proctor, en los Estados Unidos de América, en 1933.

En la Prueba Proctor, el suelo es compactado en un molde que tiene un volumen de 943.3 cm^3 y un diámetro de 101.6 mm. Durante la prueba de laboratorio el molde se une a una placa de base en el fondo y a una extensión o collarín en la parte superior.

El suelo se mezcla con cantidades variables de agua y luego se compacta en tres capas iguales por medio de un pisón o martillo que transmite 25 golpes, por caída libre, a cada capa. El pisón o martillo pesa 24.4 N y tiene una altura de caída de 304.8 mm. Ver la **Figura (3.6)**.

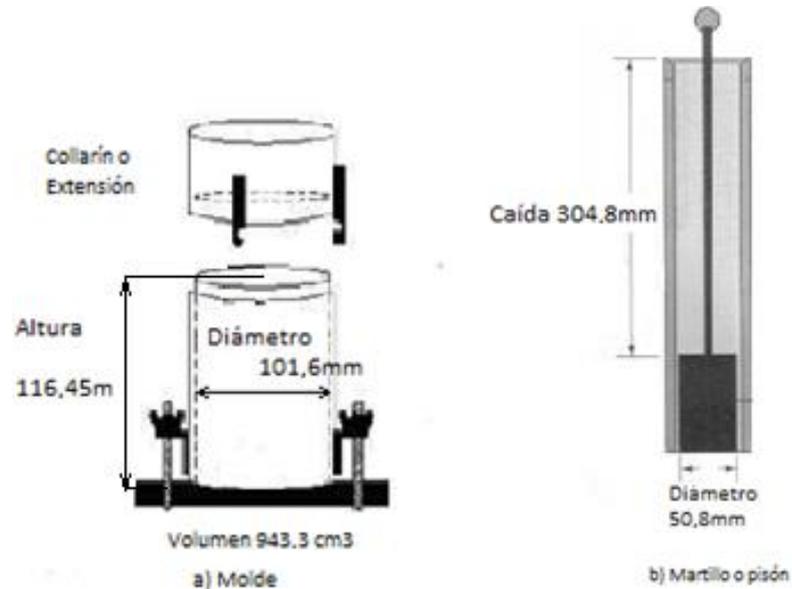


Figura 3.30 Equipo de la prueba de compactación ideado por R.R. Proctor: a) Molde y b) Pisón.
Fuente: ASTM D-698 Compactación tipo Proctor Estándar.

Para cada prueba la densidad húmeda de compactación se calcula por la **ecuación (3.10)**:

$$\rho_f = \frac{m}{V} \quad (3.10)$$

Donde:

m = Masa del suelo húmedo compactado en el molde (g).

V = Volumen del molde (943.3 cm^3).

ρ_f = Densidad húmeda del suelo (g/cm^3).

Para cada prueba, el contenido de agua del suelo compactado se determina con un contenido de agua conocido, la densidad seca se calcula con la **ecuación (3.11)**:

$$\rho_d = \frac{\rho_f}{1 + \omega} = \frac{\rho_f}{1 + \frac{\omega(\%)}{100}} \quad (3.11)$$

Donde:

ρ_d = Densidad seca del suelo (g/cm^3).

ρ_f = Densidad húmeda del suelo (g/cm^3).

ω = Contenido de agua (%).

Los valores de densidad seca, ρ_d , obtenidos con la **ecuación (3.11)** se grafican contra los correspondientes contenidos de agua para obtener la densidad seca máxima y el contenido de agua óptimo para el suelo. En la **figura 3.7** se muestra la curva de compactación de un suelo con contenido de finos y los conceptos de densidad seca máxima y contenido de agua óptimo, para un mismo esfuerzo (energía) de compactación (Armas Novoa, 2017).

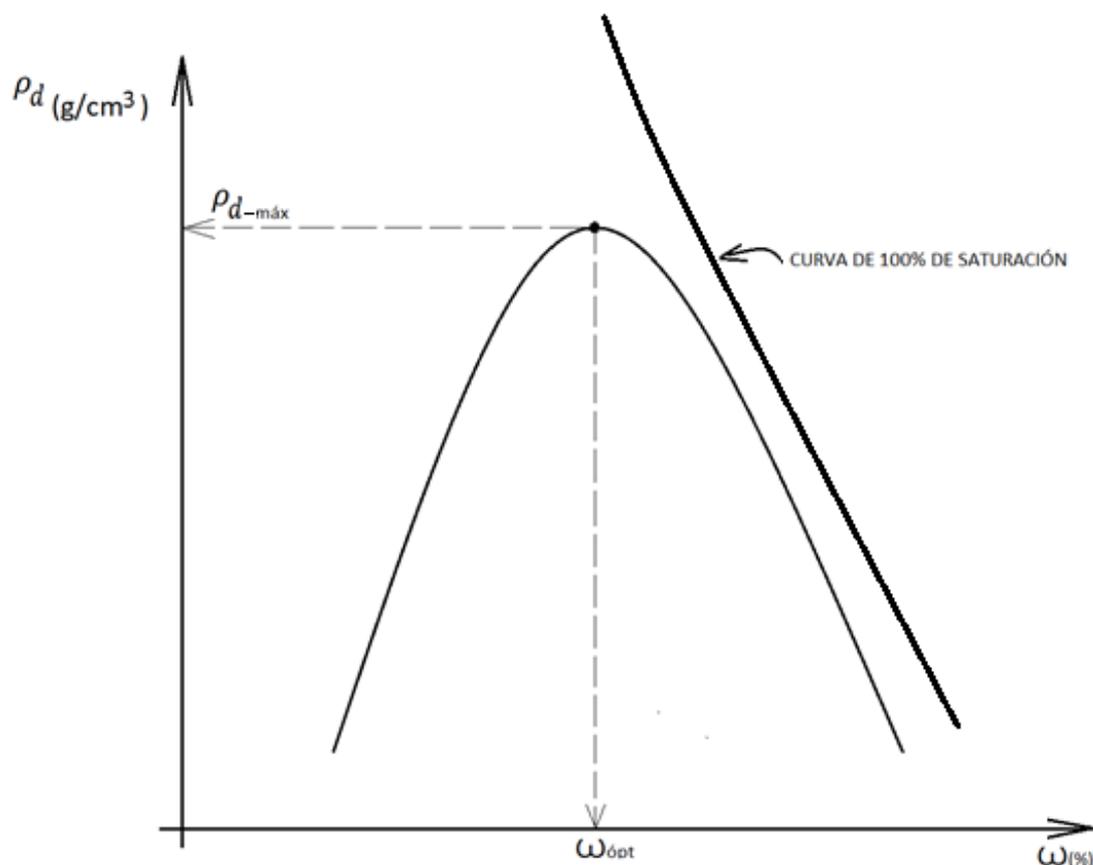


Figura 3.31 Curva de Compactación tipo Proctor en un suelo con contenido de finos y para un mismo esfuerzo de compactación. Concepto de densidad seca máxima y contenido de agua óptimo.

Fuente: Armas Novoa, 2017.

Para un contenido de agua dado, la densidad seca máxima teórica se obtiene cuando no existe aire en los vacíos entre partículas, es decir el grado de saturación es del 100%. Así entonces la densidad seca máxima a un contenido de agua dado, con cero vacíos de aire y por tanto con 100% de saturación, se expresa por la **ecuación (3.12)**.

$$\rho_{zav} = \frac{G_s \times \rho_w}{1 + e} \quad (3.12)$$

Donde:

ρ_{zav} = densidad seca con cero vacíos de aire (g/cm^3).

ρ_w = densidad del agua (1 g/cm^3).

e = relación de vacíos o índice de poros.

G_s = densidad específica del suelo.

Para 100% de saturación, $e = G_s$, por lo que la **ecuación (3.12)** se expresa también como **ecuación (3.13)**:

$$\rho_{zav} = \frac{G_s \times \rho_w}{1 + \omega \times G_s} = \frac{\rho_w}{\omega + \frac{1}{G_s}} \quad (3.13)$$

Donde:

ρ_{zav} = densidad seca con cero vacíos de aire (g/cm^3).

ρ_w = densidad del agua (1 g/cm^3).

ω = contenido de agua (%).

G_s = gravedad específica del suelo.

La representación de la **ecuación (3.13)** en un gráfico de (ρ_d vs ω) se denomina curva de cero vacíos de aire, curva de 100% de saturación y, también, curva teórica de compactación. Con la compactación no se logra eliminar todo el aire de los vacíos del suelo, por lo que tampoco se logra la saturación, por mucho esfuerzo (energía) de compactación que se le aplique.

En la **figura 3.7** se muestra también la curva teórica de compactación y su posición relativa con respecto a la curva de compactación. Bajo ninguna circunstancia la curva de compactación o parte de ella, puede encontrarse a la derecha de la curva teórica de compactación de un suelo. Por ello, la curva teórica de compactación de un suelo es inalcanzable e irrebasable, por mucha energía de compactación que se le aplique al suelo.

La energía de compactación por unidad de volumen que se aplica en las Pruebas de Compactación Tipo Proctor puede ser cuantificada mediante la **ecuación (3.14)**:

$$E_c = \frac{[\text{Peso del pisón(N)}] \times [\text{Altura de caída del pisón(cm)}] \times [\text{N}^\circ \text{ de capas}] \times [\text{N}^\circ \text{ de golpes por capa}]}{\text{Volumen del molde (cm}^3\text{)}} \quad (3.14)$$

De acuerdo con los valores que entregó Proctor para realizar lo que conocemos como Prueba de Compactación Proctor Estándar, tenemos que la energía de compactación por unidad de volumen, E_c , sería:

$$E_c = \frac{(24.4\text{N})(30.48\text{cm})(25)(3)}{943.3\text{cm}^3} = 59.13 \frac{\text{N} \times \text{cm}}{\text{cm}^3} = 591.3 \frac{\text{kN} \times \text{m}}{\text{m}^3}$$

Con el desarrollo de rodillos (compactadores) pesados y su uso en la compactación en campo, la denominada Prueba de Compactación Proctor Estándar, realizada con una energía de compactación por unidad de volumen de $591.3 \text{ kN} \times \text{m}/\text{m}^3$, fue modificada para representar mejor las condiciones de campo. A ésta se le llama Prueba de Compactación Proctor Modificada y para llevar a cabo la misma se usa el mismo molde, con un volumen de 943.3 cm^3 , como en el caso de la Prueba de Compactación Proctor Estándar, el suelo es compactado en 5 capas por un pisón o martillo que pesa 44.5 N. La caída del pisón o martillo es de 457.2 mm y el número de golpes por cada capa es de 25.

La energía de compactación por unidad de volumen de suelo en la Prueba de Compactación Proctor Modificado se calcula como:

$$E_c = \frac{(44.5\text{N})(45.72\text{cm})(25)(5)}{943.3\text{cm}^3} = 269.6 \frac{\text{N} \times \text{cm}}{\text{cm}^3} = 2696 \frac{\text{kN} \times \text{m}}{\text{m}^3}$$

Debido a que incrementa la energía de compactación, la Prueba de Compactación Proctor Modificado resulta en un incremento de la densidad seca máxima del suelo, acompañado por un decremento del contenido de agua óptimo. En la **figura 3.8** se muestra una representación gráfica de lo expuesto anteriormente en un mismo suelo (Armas Novoa, 2017).

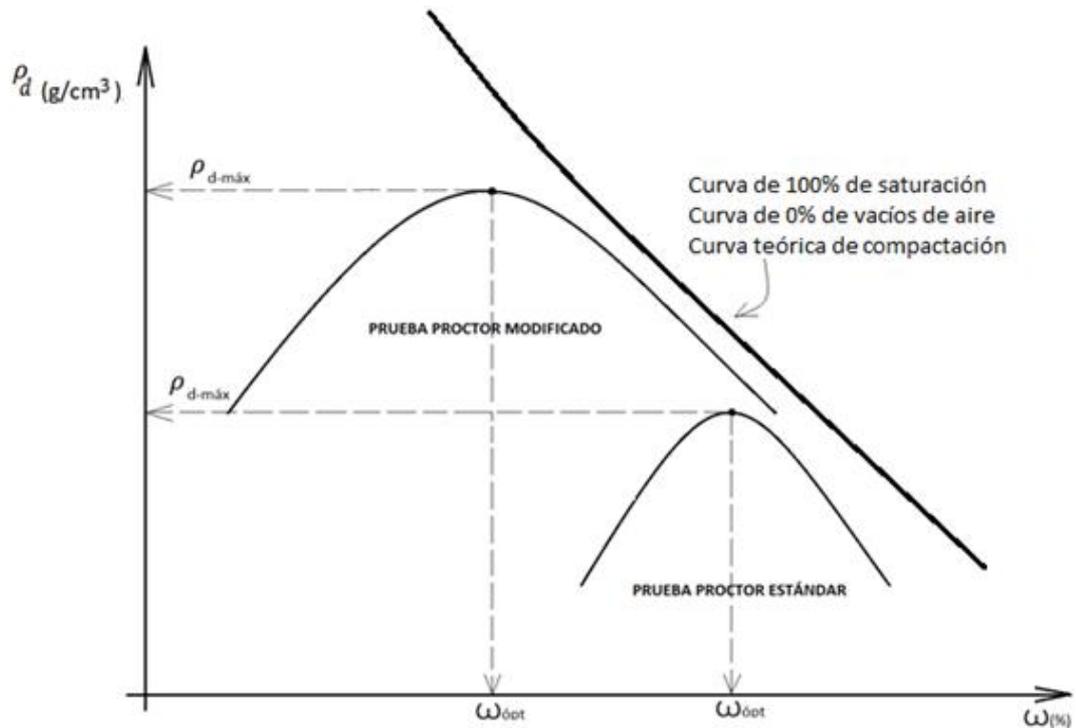


Figura 3.32 Esquema de las curvas de compactación de un suelo, obtenidas con las energías de compactación Proctor Estándar y Modificado y sus posiciones relativas con respecto a la curva teórica de compactación.

Fuente: Armas Novoa, 2017.

3.5.2 Objetivo

Determinar la relación que existe entre el contenido de agua, la densidad seca y la energía de compactación, en un suelo con contenido de finos.

3.5.3 Documentos de referencia

La Prueba Proctor ha sido normada por la ASTM y la AASHTO con las siguientes determinaciones:

3.3.1 Norma ASTM D 698. Compactación tipo Proctor Estándar.

3.3.2 Norma ASTM D 1557. Compactación tipo Proctor Modificado.

3.3.3 Norma AASHTO T 99. Compactación tipo Proctor Estándar.

3.3.4 Norma AASHTO T 180-01. Compactación tipo Proctor Modificado.

3.5.4 Equipo

3.4.1 Molde Proctor pequeño. Cilindro metálico de diámetro interior de 101.6 mm, de altura de 116.45 mm y volumen de 943.3 cm³, mostrado en la **figura 3.6a**.

3.4.2 Molde Proctor grande. Cilindro metálico de diámetro interior de 152.4 mm, de altura de 116.45 mm y volumen de 2124 cm³, mostrado en la **figura 3.9a**.

Nota: El molde a utilizar en la Prueba Proctor depende del tamaño de las partículas del suelo a ensayar, ver la **tabla 3.5a** y **3.5b** del **anexo 5.5**.

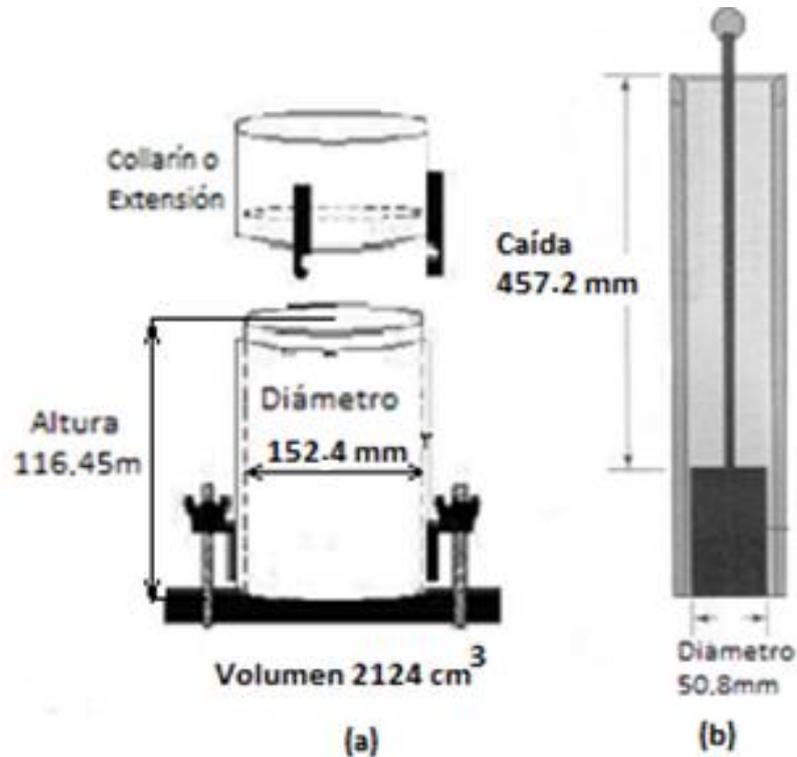


Figura 3.33 Molde grande y Pisón Proctor Modificado.

Fuente: ASTM D-698 y D-1557.

3.4.3 Martillo o pisón. Mecanismo con el cual se aplicarán los golpes determinados en la norma para conseguir la energía de compactación necesaria. Para la Prueba Proctor Estándar, tiene un peso de 24.4 N, diámetro del pistón de 50.8 mm y una caída de 304.8 mm. Ver la **Figura 3.6b**. Para la Prueba Proctor Modificado, el pisón o martillo tiene un peso de 44.5 N, diámetro de 50.8 mm y una caída de 457.2 mm. Ver la **Figura 3.9b**.

3.5.5 Procedimiento de ensayo

3.5.5.1 Prueba Proctor Estándar

3.5.5.1.1 Obtener aproximadamente 2300 gramos de suelo seco al aire con el que se realizará la prueba de compactación, romper todos los terrones del suelo mediante un martillo de goma y recoger todo en una bandeja. Ver la **foto (1)**. (Todas las fotos se encuentran en el **anexo 5.1**).

3.5.5.1.2 Determinar la masa del molde Proctor + placa base (sin el collarín) m_4 (g). Ver la **foto (2)**.

3.5.5.1.3 Conectar el collarín en la parte superior del molde y verter el suelo con humedad ambiente en el molde en tres capas iguales. Cada capa debe ser compactada, uniformemente, con el martillo Proctor Estándar 25 veces, antes de verter la siguiente capa de suelo suelto. Ver la **foto (3)**.

3.5.5.1.4 Retirar el collarín del molde (hay que tener cuidado de no alterar el suelo compactado mientras se retira el accesorio o collarín de la parte superior del molde) y enrasar el suelo compactado en el molde, quitando el exceso del mismo. Ver la **foto (4)**.

3.5.5.1.5 Determinar la masa del molde + placa base + suelo húmedo compactado en el molde m_5 (g). Ver la **foto (5)**.

3.5.5.1.6 Abrir el molde, retirar la placa base para extraer el suelo compactado y tomar dos muestras de suelo del interior del cilindro compactado para determinar el contenido de agua.

3.5.5.1.7 Colocar todo el material sobrante en la bandeja, destruir los terrones y añadir una cierta cantidad de agua, a fin de aumentar el contenido de agua, en dependencia del tipo de suelo. Para el suelo arenoso se debe incrementar el contenido de agua aproximadamente 3% y para un suelo arcillosos fino aproximadamente 5%. Ver el **anexo 5.4**.

3.5.5.1.8 Mezclar bien el suelo con el agua añadida, a fin de homogeneizar el contenido de agua del suelo. Ver la **foto (6)**.

3.5.5.1.9 Repetir los pasos del 3.5.5.1.3 al 3.5.5.1.8 de este proceso. La masa del molde + placa base + suelo húmedo m_3 (g) aumentará con el incremento del contenido de agua, posteriormente disminuirá; se debe continuar la prueba hasta que se obtengan al menos dos lecturas de descenso consecutivas (Das, 2002).

3.5.5.2 Prueba Proctor Modificado

El procedimiento de ejecución de esta Prueba es el mismo aplicado en la Prueba de compactación Proctor Estándar, es decir, se compacta en 5 capas con 25 golpes por cada una, pero utilizando el pisón o martillo Proctor Modificado que pesa de 44.5 N (Das, 2002).

Nota: Los ejemplos de los ensayos de compactación Proctor Estándar y Modificado se encuentran dentro de los **anexos 5.2 y 5.3**.

3.5.6 Informe de resultados

3.5.6.1 Los resultados del ensayo deben registrarse en las fichas de laboratorio que se encuentran dentro de los **anexos 5.6 y 5.7**.

3.5.6.2 El informe correspondiente a este ensayo debe constar de:

- a) Descripción de las características de la muestra ensayada y procedencia.
- b) Densidad seca máxima y contenido de agua óptimo.

3.5.7 Bibliografía

Armas Novoa, R. (20 de diciembre de 2017). Introducción a la compactación tipo Proctor Estándar y Modificado. Cuenca, Azuay, Ecuador.

Das, B. M. (2001). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. México D.F.: Cengage Learning Editores S.A.

Das, B. M. (2002). Soil Mechanics Laboratory Manual. New York, USA: Oxford University.

Anexo 5.1 Fotografías

Foto (1). Masa de suelo a ensayar.



Foto (2). Masa del molde Proctor vacío.



Foto (3). Vertido de capas y compactación.



Foto (4). Retiro del exceso y enrasado del suelo.



Foto (5). Masa de suelo compactado + placa base + molde.

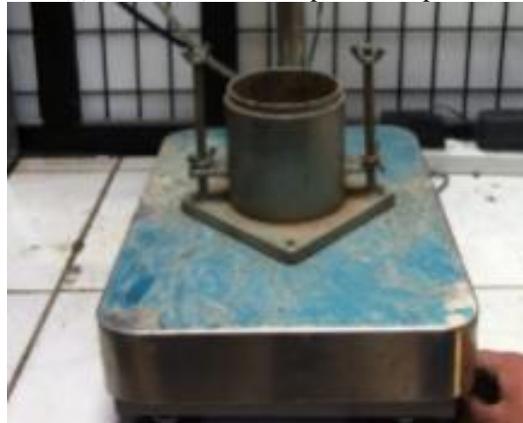


Foto (6). Incremento de la cantidad de agua en cada punto.



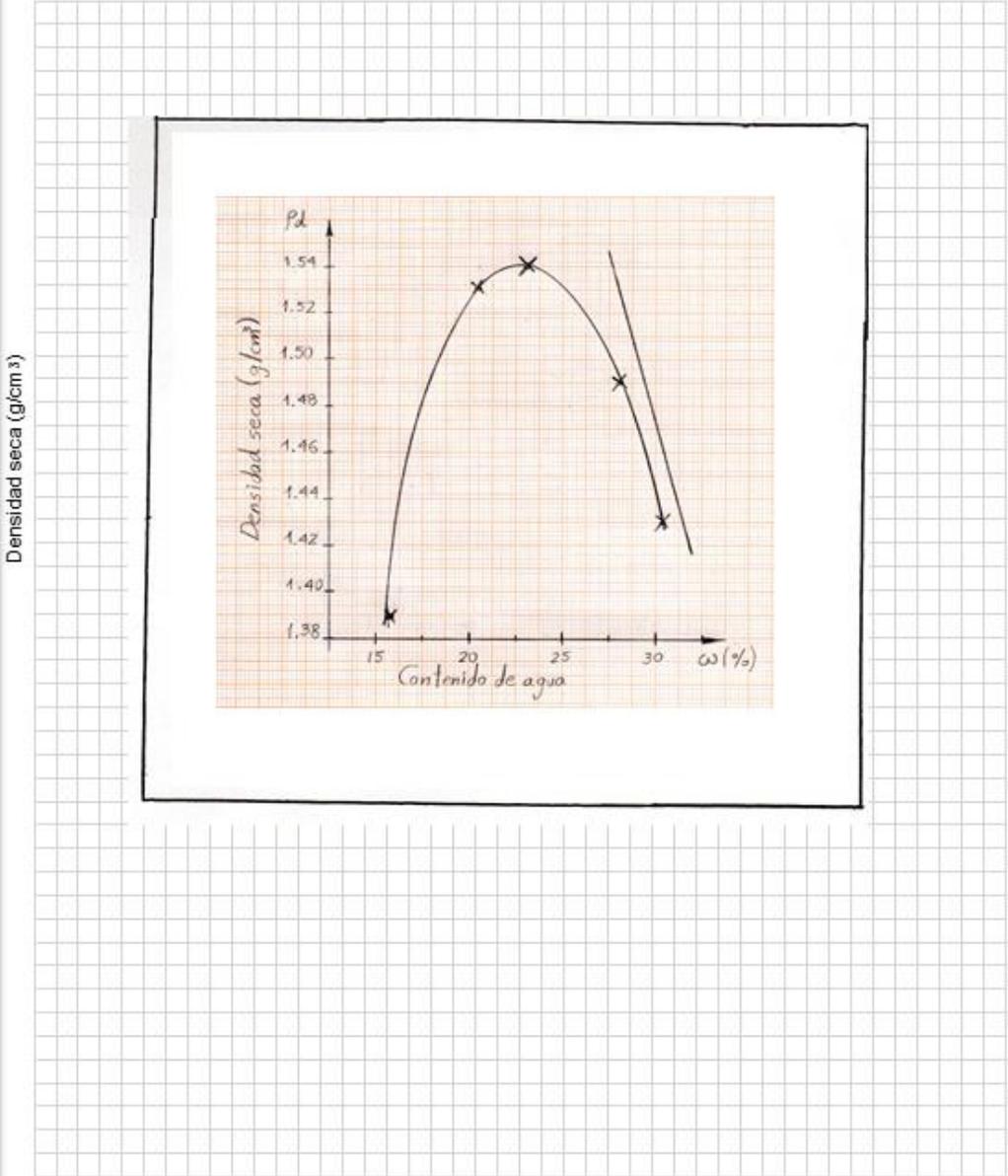
Fuente: Guerrero-Lima. Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad del Azuay

Anexo 5.2 Ejemplo del ensayo de compactación Proctor Estándar.

FICHA DE LABORATORIO										
UNIVERSIDAD DEL AZUAY										
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Nº 5										
ENSAYO DE COMPACTACIÓN TIPO PROCTOR ESTÁNDAR										
Realizado por: <u>Roberto Guerrero Abril, Esteban Lima Rodas</u>										
Grupo: <u>1</u>					Fecha: <u>13/03/2018</u>					
Localización del suelo: <u>Vista Linda / Yanuncay / Curaca</u>										
Descripción de la muestra: <u>Muestra de color marrón con presencia de grumos.</u>										
V. del molde: <u>943.3</u> cm ³		Peso del martillo: <u>24.4</u> N		No. de capas: <u>3</u>			No. de golpes/capa: <u>25</u>			
Punto		1		2		3		4		5
Determinación de los contenidos de agua										
Recipiente Nº		100		35		11		5		K ₂
Masa del recipiente (g)		m ₁		37.69		36.90		37.52		37.02
Masa del recipiente + suelo húmedo (g)		m ₂		80.88		83.68		78.02		80.20
Masa del recipiente + suelo seco (g)		m ₃		74.91		77.31		71.05		72.98
Contenido de agua (%)		$\frac{m_2 - m_3}{m_3 - m_1} \times 100$		16.04		15.78		20.75		20.07
Contenido de agua promedio		ω (%)		15.91		20.41		23.00		26.34
Punto		1		2		3		4		5
Determinación de las densidades										
Masa del molde (g)		m ₄		4210		4210		4210		4210
Masa del molde + suelo húmedo (g)		m ₅		5732		5967		6008		6001
Masa del suelo húmedo (g)		m ₅ - m ₄		1522		1757		1798		1791
Densidad húmeda (g/cm ³)		$\rho_t = \frac{m_5 - m_4}{V}$		1.61		1.86		1.90		1.89
Densidad seca (g/cm ³)		$\rho_d = \frac{\rho_t}{1 + \frac{\omega}{100}}$		1.38		1.53		1.54		1.41
Observaciones: _____										



Curva de Compactación Proctor Estándar



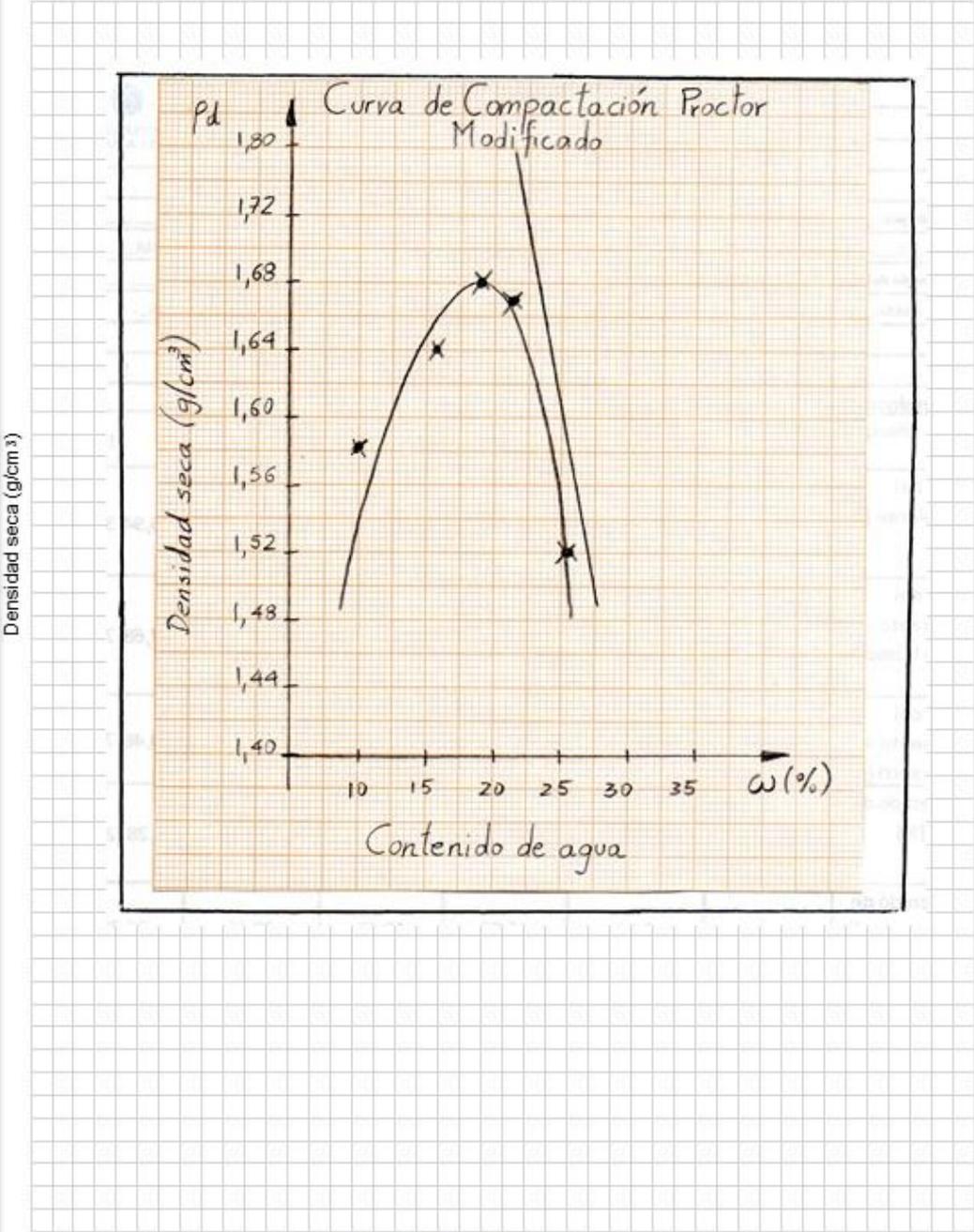
Contenido de agua ω (%)

Anexo 5.3 Ejemplo del ensayo de compactación Proctor Modificado.

FICHA DE LABORATORIO											
UNIVERSIDAD DEL AZUAY											
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Nº 5											
ENSAYO DE COMPACTACIÓN TIPO PROCTOR MODIFICADO											
Realizado por: <u>Pablo Guerrero Abril, Esteban Lima Rodas</u>											
Grupo: <u>1</u>						Fecha: <u>14/03/2018</u>					
Localización del suelo: <u>Vista Linda / Yanuncay / Cuenca</u>											
Descripción de la muestra: <u>Muestra de color marrón con presencia de grumos.</u>											
V. del molde: <u>943.3 cm³</u>		Peso del martillo: <u>44.5 N</u>		No. de capas: <u>5</u>		No. de golpes/capa: <u>25</u>					
Punto		1		2		3		4		5	
Determinación de los contenidos de agua											
Recipiente Nº		1	F	53	43	4	54	48	N	79	100
Masa del recipiente (g)	m_1	21.23	37.02	36.26	36.85	36.42	37.30	37.52	36.55	36.94	37.30
Masa del recipiente + suelo húmedo (g)	m_2	43.67	57.30	49.02	53.45	52.11	61.30	56.92	65.48	77.68	79.68
Masa del recipiente + suelo seco (g)	m_3	41.80	55.60	47.20	51.00	49.53	57.53	53.65	64.90	69.46	70.90
Contenido de agua (%)	$\frac{m_2 - m_3}{m_3 - m_1} \times 100$	9.09	9.14	16.64	17.31	19.23	18.63	20.27	20.45	25.28	26.13
Contenido de agua promedio	ω (%)	9.11		16.97		18.93		20.36		25.70	
Punto		1		2		3		4		5	
Determinación de las densidades											
Masa del molde (g)	m_4	4210		4210		4210		4210		4210	
Masa del molde + suelo húmedo (g)	m_5	5860		6036		6093		6119		6009	
Masa del suelo húmedo (g)	$m_5 - m_4$	1650		1826		1883		1909		1799	
Densidad húmeda (g/cm³)	$\rho_t = \frac{m_5 - m_4}{V}$	1.74		1.93		2		2.02		1.91	
Densidad seca (g/cm³)	$\rho_d = \frac{\rho_t}{1 + \frac{\omega}{100}}$	1.59		1.64		1.68		1.67		1.52	
Observaciones: _____											



Curva de Compactación Proctor Modificado



Contenido de agua ω (%)

Anexo 5.4 Ejemplo de determinación del incremento del contenido de agua para alcanzar el contenido de agua deseado.

Partiendo de una masa seca de suelo húmedo, con un contenido de agua conocido, se procede de la siguiente forma en un problema práctico:

Paso 1.- Tómese una masa del suelo húmedo al que previamente se le determinó el contenido de agua. Por ejemplo: 2500 g de suelo húmedo con un $\omega=8\%$.

$$m_f = \text{Masa de suelo húmeda} = 2500 \text{ g.}$$

$$\omega = \text{Contenido de agua inicial} = 8\%.$$

Paso 2.- La masa seca (m_d) contenida en los 2500 g de suelo húmedo se determina:

$$m_d = \frac{m_f}{1 + \omega} = \frac{2500}{1 + 0,08} = 2314.8 \text{ g}$$

Paso 3.- La masa de agua (m_w) contenida en los 2500 g de masa húmeda se determina:

$$m_w = m_f - m_d$$

$$m_w = 2500 - 2314.8 \text{ g}$$

$$m_w = 185.2 \text{ g}$$

Paso 4.- Si se requiere elevar el contenido de agua hasta un 11%: ¿Cuál es el incremento de la masa de agua, Δm_w , que habría que añadir a los 2500 g de suelo húmedo? Cuando se requiere un contenido de agua, ω , del 11%, partiendo de una masa de agua sería:

$$\omega = \frac{m_w}{m_s} = \frac{m_w}{m_d} = 0.11 \quad \therefore m_w = 0.11 \times m_d$$

$$m_w = 0.11 * 2314.8 = 254.6 \text{ g}$$

Nota: Téngase en cuenta, por definición que la masa de sólidos, (m_s), es igual a m_d .

Paso 5.- El incremento de agua a añadir, Δm_w , a los 2500 g de suelo húmedo, para elevar el contenido de agua un 3% será:

$$\Delta m_w = 254.6 - 185.2 = 69.4 \text{ g}$$

Anexo 5.5

Tabla 3.10a Especificaciones para la Prueba Proctor Estándar.

Concepto	Método A	Método B	Método C
Diámetro del molde	101.6 mm	101.6 mm	152.4 mm
Volumen del molde	943.3 cm ³	943.3 cm ³	2124 cm ³
Peso del pisón	24.4 N	24.4 N	24.4 N
Altura de caída del pisón	304.8 mm	304.8 mm	304.8 mm
N° de golpes del pisón por capa de suelo	25	25	25
Número de capas de compactación	3	3	3
Energía de Compactación	591.3 kN.m/m ³ Porción que pasa el tamiz No. 4 (4.57 mm). Se usa si 20% o menos por masa de material es retenido en el tamiz No. 4	591.3 kN.m/m ³ Porción que pasa el tamiz de 9.5 mm. Se usa si el suelo retenido en el tamiz No. 4 es más del 20%, y 20% o menos por masa es retenido en el tamiz de 9.5 mm.	591.3 kN.m/m ³ Porción que pasa el tamiz de 19 mm. Se usa si más de 20% por masa de material es retenido en el tamiz 9.5 mm y menos de 30% por masa es retenido en el tamiz de 19 mm.

Fuente: ASTM D 698.

Tabla 3.11b Especificaciones para la Prueba Proctor Estándar.

Concepto	Método A	Método B	Método C
Diámetro del molde	101.6 mm	101.6 mm	152.4 mm
Volumen del molde	943.3 cm ³	943.3 cm ³	2124 cm ³
Peso del pisón	44.5 N	44.5 N	44.5 N
Altura de caída del pisón	457.2 mm	457.2 mm	457.2 mm
N° de golpes del pisón por capa de suelo	25	25	56
Número de capas de compactación	5	5	5
Energía de Compactación	2696 kN.m/m ³ Porción que pasa el tamiz No. 4 (4.57 mm). Se usa si 20% o menos por masa de material es retenido en el tamiz No. 4	2696 kN.m/m ³ Porción que pasa el tamiz de 9.5 mm. Se usa si el suelo retenido en el tamiz No. 4 es más del 20%, y 20% o menos por masa es retenido en el tamiz de 9.5 mm.	2696 kN.m/m ³ Porción que pasa el tamiz de 19 mm. Se usa si más de 20% por masa de material es retenido en el tamiz 9.5 mm y menos de 30% por masa es retenido en el tamiz de 19 mm.

Fuente: ASTM D 1557.

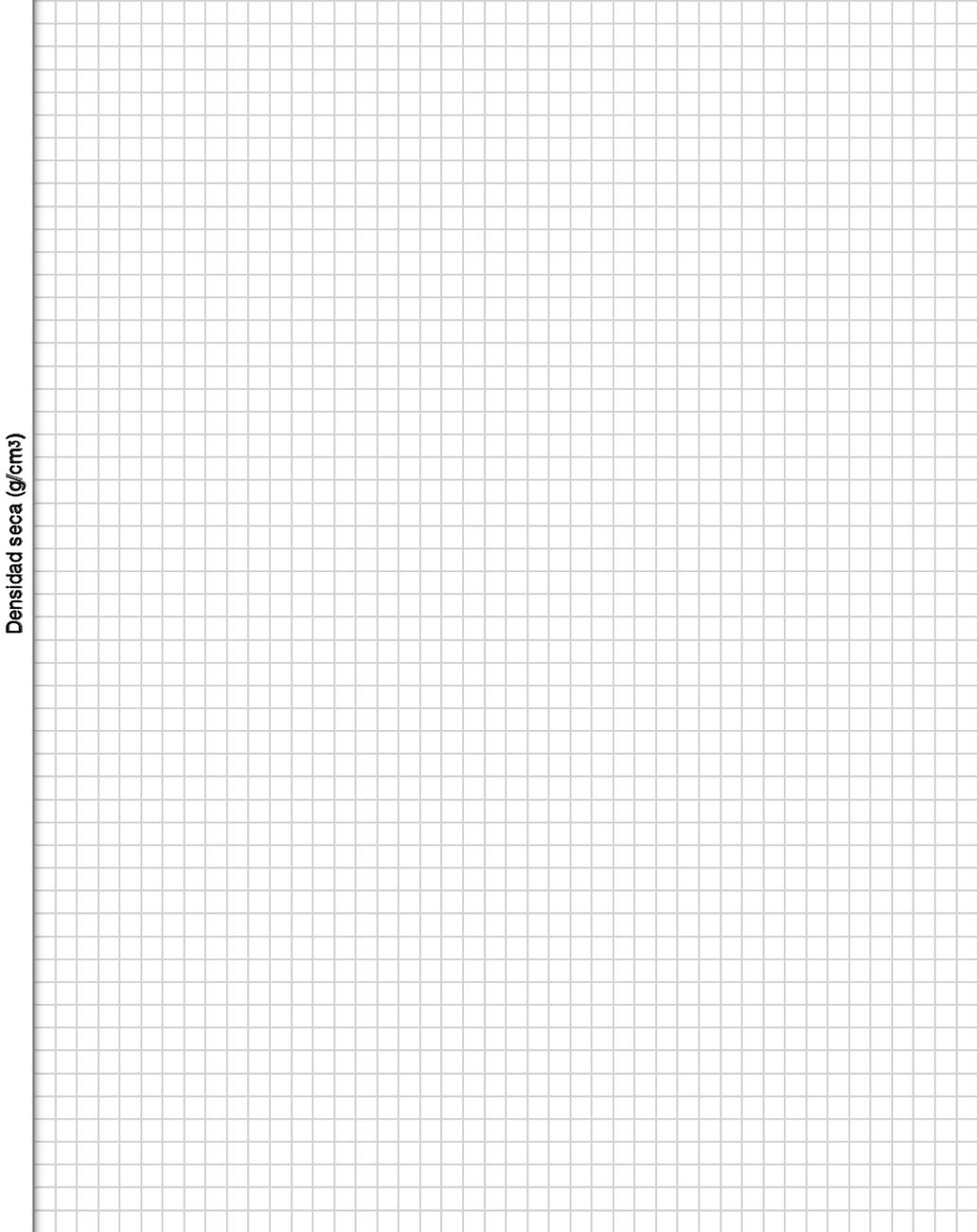
Anexo 5.6 Ficha del ensayo de compactación Proctor Estándar

FICHA DE LABORATORIO							
UNIVERSIDAD DEL AZUAY							
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 5							
ENSAYO DE COMPACTACIÓN TIPO PROCTOR ESTÁNDAR							
Realizado por: _____							
Grupo: _____				Fecha: _____			
Localización del suelo: _____							
Descripción de la muestra: _____							
V. del molde: _____ cm ³		Peso del martillo: _____ N		No. de capas _____		No. de golpes/capa _____	
Punto							
Determinación de los contenidos de agua							
Recipiente N°							
Masa del recipiente (g)	m_1						
Masa del recipiente + suelo húmedo (g)	m_2						
Masa del recipiente + suelo seco (g)	m_3						
Contenido de agua (%)	$\frac{m_2 - m_3}{m_3 - m_1} \times 100$						
Contenido de agua promedio	ω (%)						
Punto							
Determinación de las densidades							
Masa del molde (g)	m_4						
Masa del molde + suelo húmedo (g)	m_5						
Masa del suelo húmedo (g)	$m_5 - m_4$						
Densidad húmeda (g/cm ³)	$\rho_t = \frac{m_5 - m_4}{V}$						
Densidad seca (g/cm ³)	$\rho_d = \frac{\rho_t}{1 + \frac{\omega}{100}}$						
Observaciones: _____							

Universidad del Azuay
Escuela de Ingeniería Civil y Gerencia de Construcciones
Laboratorio de Suelos



Curva de Compactación Proctor Estándar



Densidad seca (g/cm³)

Contenido de agua $\omega(\%)$

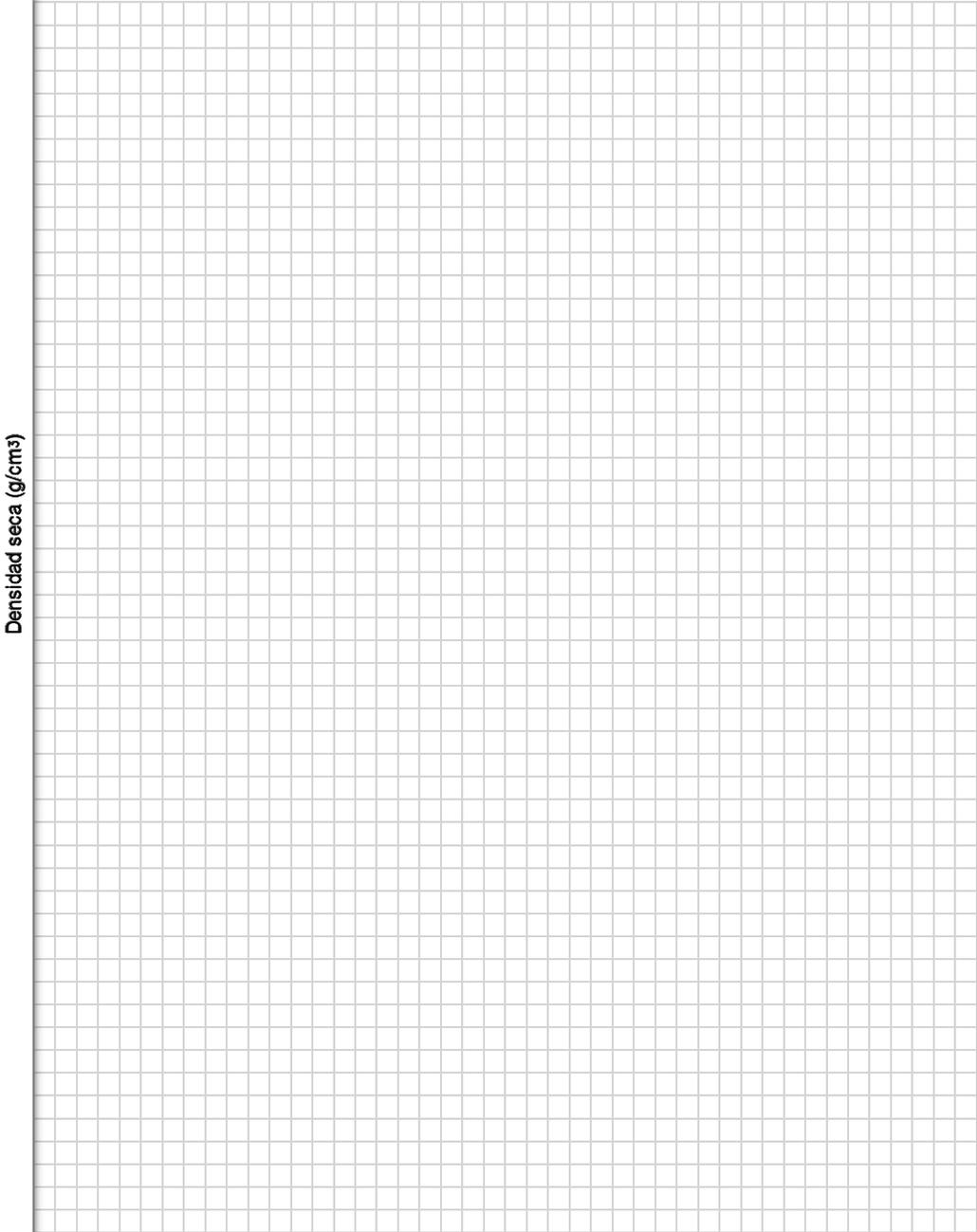
Anexo 5.7 Ficha del ensayo de compactación Proctor Modificado.

FICHA DE LABORATORIO							
UNIVERSIDAD DEL AZUAY							
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 5							
ENSAYO DE COMPACTACIÓN TIPO PROCTOR MODIFICADO							
Realizado por: _____							
Grupo: _____				Fecha: _____			
Localización del suelo: _____							
Descripción de la muestra: _____							
V. del molde: _____ cm ³		Peso del martillo: _____ N		No. de capas _____		No. de golpes/capa _____	
Punto							
Determinación de los contenidos de agua							
Recipiente N°							
Masa del recipiente (g)	m_1						
Masa del recipiente + suelo húmedo (g)	m_2						
Masa del recipiente + suelo seco (g)	m_3						
Contenido de agua (%)	$\frac{m_2 - m_3}{m_3 - m_1} \times 100$						
Contenido de agua promedio	ω (%)						
Punto							
Determinación de las densidades							
Masa del molde (g)	m_4						
Masa del molde + suelo húmedo (g)	m_5						
Masa del suelo húmedo (g)	$m_5 - m_4$						
Densidad húmeda (g/cm ³)	$\rho_t = \frac{m_5 - m_4}{V}$						
Densidad seca (g/cm ³)	$\rho_d = \frac{\rho_t}{1 + \frac{\omega}{100}}$						
Observaciones: _____							

Universidad del Azuay
Escuela de Ingeniería Civil y Gerencia de Construcciones
Laboratorio de Suelos



Curva de Compactación Proctor Modificado



Densidad seca (g/cm³)

Contenido de agua ω (%)

3.6 Práctica de laboratorio de Mecánica de Suelos N° 6. Ensayo edométrico, consolidación unidimensional usando incrementos de carga y determinación indirecta del coeficiente de permeabilidad

3.6.1 Consolidación unidimensional

3.6.1.1 Introducción

Un incremento de esfuerzo causado por la construcción de cimentaciones u otras cargas comprime los estratos del suelo. La compresión es causada por: deformación de las partículas de suelo, reubicación de las partículas de suelo, y expulsión de agua o aire de los vacíos del suelo (Das, 2010).

La consolidación es un proceso de disminución de volumen, que tiene lugar en un período de tiempo, provocada por un incremento de las cargas sobre el suelo.

El ensayo de consolidación para suelos finos desarrollado por Terzaghi, permite medir la relación entre el esfuerzo aplicado al suelo, la reducción de volumen de éste y el tiempo necesario para dicha deformación. Durante el ensayo, la muestra de suelo es colocada entre dos piedras porosas y confinada lateralmente con un anillo metálico; por tal razón se conoce como ensayo de compresión confinada o de consolidación unidimensional, en donde se permite únicamente la disminución de volumen de la masa de suelo en sentido vertical y se restringe los desplazamientos horizontales de las partículas sólidas (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

El ensayo se lleva a cabo en un consolidómetro (edómetro). El conjunto anillo-suelo se coloca dentro de un cilindro que permite añadir agua, a fin de mantener la muestra saturada; durante el ensayo se aplica una serie de incrementos de carga axial y consecuencia de éstos el agua tiende a salir de la muestra a través de las piedras porosas. Las deformaciones (acortamiento o incremento de altura) que sufre la muestra bajo una carga aplicada se registran en un micrómetro y mediante un cronómetro se determina el tiempo que transcurre para alcanzar la deformación que origina cada incremento de carga (Crespo Villalaz, 2004).

La carga sobre la muestra es aplicada a través de un brazo de palanca **figura 3.10**, mediante la cual se consigue relaciones de 9:1, 10:1, y 11:1, las cuales permiten incrementar la carga 9, 10 y 11 veces respectivamente (HUMBOLDT, 2012). Cada carga generalmente se mantiene por 24 horas y luego ésta es duplicada (Das, 2010).

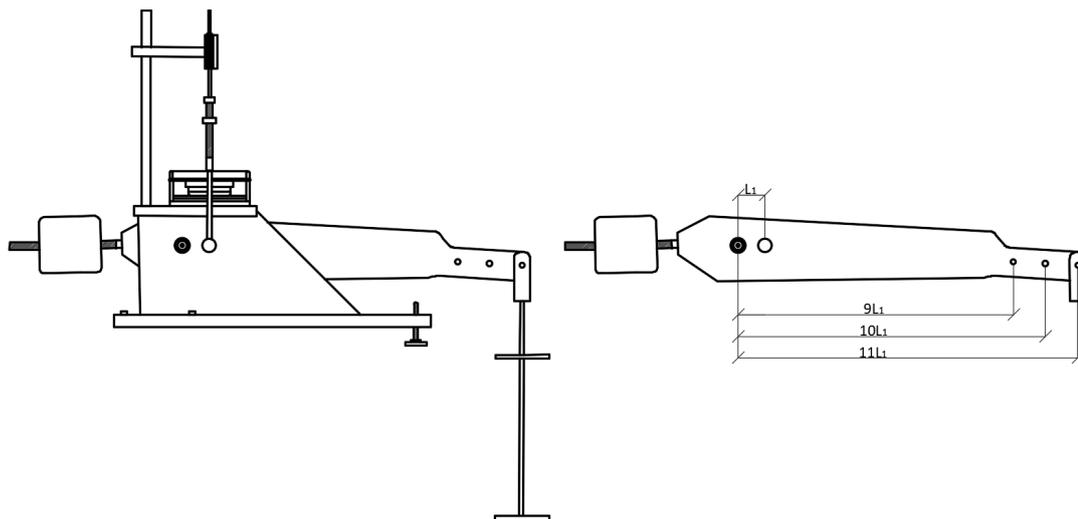


Figura 3.34 Esquema del dispositivo de carga de un consolidómetro.

Fuente: Propia

Para cada incremento de carga, en una gráfica de deformación de la muestra en función del tiempo (**figura 3.11**) se puede observar tres etapas:

Etapa I: Compresión inicial, causada principalmente por la precarga.

Etapa II: Consolidación primaria, en donde el exceso de presión de agua intersticial es transferida gradualmente a la fase sólida del suelo debido a la expulsión del agua de los poros.

Etapa III: Consolidación secundaria, posterior a la disipación completa del exceso de presión de agua intersticial; se debe al reajuste plástico de las partículas de suelo (Das, 2010).

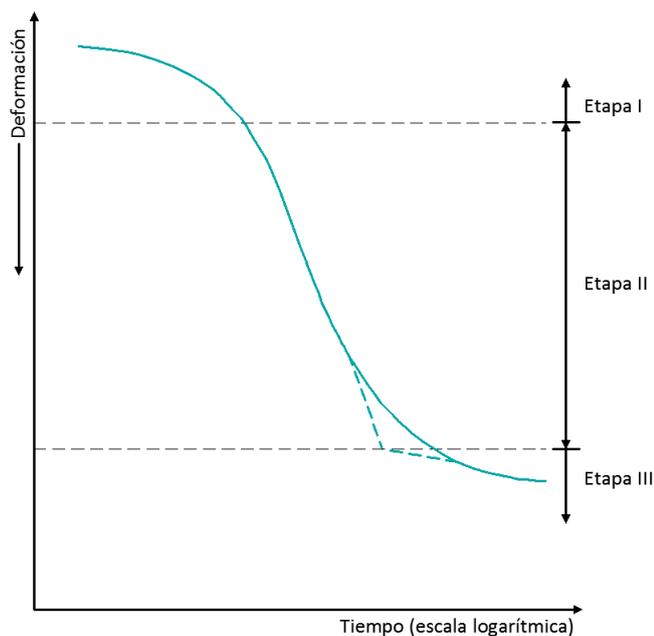


Figura 3.35 Gráfica tiempo-deformación durante la consolidación para un incremento de carga.

Fuente: Principles of geotechnical engineering (Das, 2010)

En suelos permeables o cuando la carga es aplicada a un suelo fino seco o con bajo grado de saturación, la disminución de volumen debida a la reducción de los vacíos del suelo ocurre en un período tan corto, que es posible considerar la deformación como instantánea. En estos casos existe una deformación vertical prácticamente inmediata, que no se considera como un proceso de consolidación (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

3.6.1.2 Objetivo

3.6.1.2.1 Determinar la reducción de volumen de la muestra de suelo y la velocidad necesaria para dicha deformación a través del ensayo de consolidación unidimensional.

3.6.1.2.2 Determinar indirectamente el coeficiente de permeabilidad mediante el ensayo edométrico.

3.6.1.3 Documentos de referencia

3.6.1.3.1 ASTM D 2435-03. Método estándar para las propiedades de consolidación unidimensional de los suelos usando incrementos de carga.

3.6.1.3.2 Fundamentos de la Mecánica de Suelos tomo I. Determinación del coeficiente de permeabilidad a partir de los datos de una prueba de consolidación (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

3.6.1.4 Aplicación práctica

Mediante los resultados obtenidos en el ensayo de consolidación unidimensional se puede pronosticar el asentamiento total primario y el tiempo necesario para alcanzar dicho asentamiento o un porcentaje de éste. Adicionalmente mediante la compresibilidad del suelo y el grado de consolidación es posible determinar de forma indirecta el coeficiente de permeabilidad. Además se puede obtener la presión de expansión del suelo como un subproducto del ensayo edométrico.

3.6.1.5 Equipo

3.6.1.5.1 Dispositivo de carga. Empleados para aplicar la carga vertical o los esfuerzos totales a la muestra, debe ser capaz de mantener las cargas por períodos largos de tiempo y permitir una aplicación rápida de un incremento de carga sin un impacto significativo.

3.6.1.5.2 Celda de consolidación. Dispositivo que permite confinar la muestra de suelo, lateralmente mediante un anillo rígido y las caras restantes limitadas por dos piedras porosas. El anillo puede encontrarse fijo a la base o puede ser flotante. El consolidómetro deberá ser capaz de mantener la muestra saturada y permitir que la carga vertical sea transmitida a las piedras porosas. Ver la **figura (3.12)**.

3.6.1.5.3 Cazuela. Cilindro acrílico abierto a la atmósfera en la parte superior para permitir la saturación de la muestra.

3.6.1.5.4 Placa de carga. Resistente a la corrosión y de rigidez suficiente para transmitir la carga a la piedra porosa superior sin romperla.

3.6.1.5.5 Piedra porosa. Construida de carburo de silicón u óxido de aluminio o de cualquier material anticorrosivo. La textura de la piedra porosa debe ser lo más fina posible, a fin de evitar que la muestra de suelo penetre en los poros.

Nota: En caso de ser necesario puede emplearse un papel filtro para prevenir que las partículas de suelo penetren en los poros de las piedras, para lo cual se debe tener presente que la permeabilidad de las piedras y del filtro deberá ser mayor que la permeabilidad de la muestra.

3.6.1.5.6 Anillo de consolidación. Construido de material anticorrosivo, posee una superficie interna pulida y se utiliza para confinar lateralmente la muestra de suelo; en ocasiones dependiendo del equipo, el anillo de consolidación (también llamado anillo de corte) se emplea para cortar la muestra de suelo.

3.6.1.5.7 Micrómetro. Indicador de deformación, permite medir los cambios en la altura de la muestra con una precisión de 0.002 mm/división.

3.6.1.5.8 Set de pesas. Utilizadas para generar el esfuerzo sobre la muestra. Incluye 4 pesas de 1 kg, 3 pesas de 4 kg y 2 pesas de 8 kg.

3.6.1.5.9 Balanza. Debe tener una precisión de 0.01 g.

3.6.1.5.10 Horno de secado. Horno regulado termostáticamente, capaz de mantener una temperatura constante de $105 \pm 5^\circ\text{C}$.

3.6.1.5.11 Piseta. Generalmente fabricada de plástico, consiste en un recipiente cilíndrico sellado con tapa rosca, la cual posee un pequeño tubo con una abertura que permite rociar agua.

3.6.1.5.12 Cronómetro. Debe poseer una precisión de 1 segundo.

3.6.1.5.13 Nivel. Se emplea para comprobar que el brazo de carga se encuentra horizontal al inicio del ensayo.

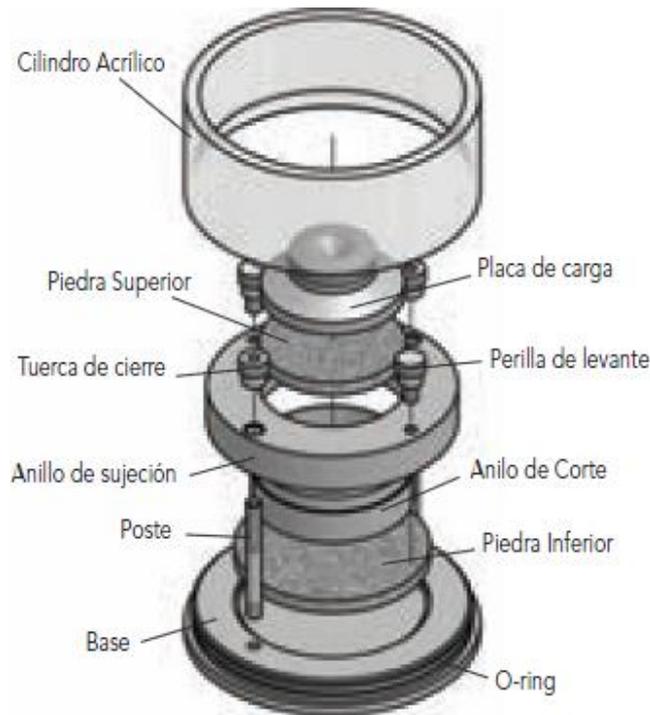


Figura 3.36 Celda de consolidación.

Fuente: Equipo de ensayo para Laboratorio de Suelos. (HUMBOLDT, 2012)

3.6.1.6 Procedimiento de ensayo

3.6.1.6.1 Determinar y registrar la masa del anillo de consolidación (m_1), posteriormente determinar el área y la altura de éste. Ver la **foto (1)**. (Todas las fotos se encuentran en el **anexo 6.1**).

3.6.1.6.2 Cortar e insertar la muestra en el anillo de consolidación.

3.6.1.6.2.1 Cortar la muestra reduciendo su diámetro gradualmente, empleando para ello los bordes cortantes del anillo de consolidación. El corte debe avanzar verticalmente hasta que la muestra penetre en el anillo y sobresalga ligeramente por el extremo opuesto.

Nota: El proceso de cortado se realizará en un ambiente en donde el cambio de humedad sea mínimo.

3.6.1.6.3 Nivelar la muestra con los extremos del anillo.

Nota:

- a) Para la nivelación, en suelos blandos la norma ASTM 2435-03 sugiere que se emplee una sierra de alambre, a fin de evitar el remoldeo; mientras que en suelos de mayor consistencia podrá usarse una espátula.

- b) Si durante el proceso de nivelación se desprendió una pequeña porción de la muestra, el agujero deberá ser rellenado con suelo sobrante del proceso de cortado.

3.6.1.6.4 Determinar la masa húmeda, que se registrará como la masa inicial de la muestra (m_{h_0}). Ver la **foto (2)**.

Nota: Mientras el conjunto anillo-suelo no sea montado en la cazuela, éste será colocado entre dos placas de vidrio a fin de evitar la pérdida de humedad de la muestra.

3.6.1.6.5 Determinar la altura inicial de la muestra (h_0).

3.6.1.6.6 Determinar el contenido de agua del suelo que haya sobrado del proceso de cortado (ω_0).

3.6.1.6.7 Colocar la piedra porosa inferior en la cazuela del consolidómetro y sobre ésta el conjunto anillo-suelo, luego cuidando que la piedra porosa superior no se apoye sobre los bordes del anillo se acoplará ésta a la cara de la muestra. Ver la **foto (3)**.

Nota:

- a) Cada piedra porosa deberá ser presionada suavemente contra la muestra, a fin de lograr que se adhieran a la superficie de ésta.
- b) En suelos altamente expansivos y en suelos secos se colocarán piedras porosas secas y además se dispondrá un filtro colocado en la base de la cazuela. En suelos parcialmente saturados se colocarán piedras porosas húmedas, y cuando se trabajen con suelos saturados y con suelos permeables se emplearán piedras porosas saturadas.

3.6.1.6.8 Colocar cuidadosamente la cazuela en el banco de consolidación, acoplar la placa de carga a la piedra porosa superior. Centrar la placa bajo el marco de carga.

Nota: Al colocar la cazuela en el banco de consolidación se deberá evitar movimientos del anillo y de las piedras porosas.

3.6.1.6.9 Ajustar la elevación de la pieza transversal superior del marco de carga, hasta que se logre el contacto de la barra del marco con la parte superior de la placa de carga. Posteriormente aproximar el vástago del micrómetro a la cabeza del tornillo del marco. Ver la **foto (4)**.

Nota: Se deberá verificar que el extremo de la palanca de carga permanezca ligeramente sobre su posición horizontal, o mediante un nivel se colocará horizontalmente la palanca. Ver la **foto (5)**.

3.6.1.6.10 Aplicar una presión de asentamiento de 5 kPa, posteriormente se procederá a ajustar el micrómetro a cero o se registrará la lectura marcada en el micrómetro como la deformación inicial. Ver la **foto (6)**.

Nota:

- a) Si debido al tipo de suelo se prevé que una presión de 5 kPa produciría un asentamiento significativo en la muestra, se permite reducir la presión a 2 ó 3 kPa.
- b) Joseph Bowles en el Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil manifiesta que se debe aplicar una presión de asentamiento de 5 kPa para suelos blandos y hasta 10 kPa para suelos firmes, debiendo verificarse que las piedras porosas no se apoyen sobre el anillo, posteriormente se procederá a colocar el micrómetro en cero.

3.6.1.6.11 Inundar la muestra luego de haber aplicado la presión de asentamiento.

Nota:

- a) En caso de ser necesario se deberá incrementar la presión durante el proceso saturación, ello con el objetivo de prevenir la expansión de la muestra. Posteriormente se deberá registrar la carga requerida y se ajustará nuevamente el micrómetro a cero.
- b) Si no se inunda la muestra inmediatamente después de la aplicación de la presión de asentamiento, la cazuela será aislada con una membrana de hule, a fin de prevenir el cambio de volumen en la muestra debido a la evaporación.

3.6.1.6.12 Aplicar los incrementos de presión.

3.6.1.6.12.1 Colocar una pesa en la varilla colgante, cronometrando inmediatamente el tiempo.

Nota: Para los incrementos de presión se empleará el programa de carga estándar, en donde cada nueva presión aplicada al suelo será el doble de la anterior, así se podrán obtener valores de aproximadamente 12, 25, 50, 100, 200, 400 kPa; etc.

3.6.1.6.12.2 Registrar la deformación marcada en el micrómetro (d), en intervalos de tiempo de aproximadamente 0.1, 0.25, 0.5, 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60 minutos, etc.

Nota: La duración de cada incremento de presión será de 24 horas. En algunos suelos puede requerirse un período mayor de 24 horas para alcanzar el final de la consolidación primaria, en tal caso se incrementará la presión cuando la variación entre dos lecturas sea mínima.

3.6.1.6.12.3 Colocar la nueva carga en la varilla colgante, una vez que se haya excedido el tiempo necesario para completar la consolidación primaria. Se tomará como lectura inicial la deformación marcada en el micrómetro (deformación final de la carga anterior).

Nota: Para colocar una nueva pesa en la varilla, se deberá restringir el movimiento de la palanca de carga, ajustando para ello el perno que se encuentra debajo de la misma.

3.6.1.6.12.4 Repetir 3.6.1.6.12.2 y 3.6.1.6.12.3 hasta completar todos los incrementos de carga. Continuar con el proceso de descarga (paso 3.6.1.6.13).

Nota: Durante el proceso de carga se debe evitar que el nivel de agua descienda del borde superior del anillo.

3.6.1.6.13 Reducir a la mitad la presión total aplicada, para ello retirar las pesas colocadas en la varilla colgante. Registrar la deformación y el tiempo correspondiente a cada carga retirada.

Nota:

- a) La disminución de la carga se realizará cada 24 horas.
- b) La norma ASTM D 2435-03, manifiesta que cada carga sucesiva puede ser 1/4 mayor que la carga precedente, es decir se puede retirar 1/4 de la carga anterior, o se procederá de igual manera que en el proceso de carga retirando 1/2 de la carga aplicada.
- c) Una vez que se ha culminado con el proceso de descarga se permitirá que la muestra se expanda, hasta que la diferencia de la lectura en el micrómetro entre la penúltima y la descarga total sea la mínima.

3.6.1.6.14 Extraer la cazuela del consolidómetro, una vez que la carga de asentamiento ha sido retirada.

3.6.1.6.15 Evacuar el agua de la cazuela y proceder a desmontar el anillo de consolidación. Posteriormente secar al anillo, empleando papel absorbente.

3.6.1.6.17 Determinar la masa saturada (m_f) de la muestra.

3.6.1.6.18 Determinar la masa seca de los sólidos de suelo (m_s) y posteriormente el contenido de agua final (ω_f), luego de un período de secado de 24 horas en el horno a una temperatura de $105 \pm 5^\circ\text{C}$.

Nota: El contenido de agua final y la masa seca de los sólidos de suelo se determinarán de la muestra completa, por lo cual se deberá evitar la pérdida de cualquier partícula de suelo.

3.6.1.7 Cálculos

3.6.1.7.1 Calcular la masa inicial de la muestra mediante la **ecuación (3.15)**:

$$m_{ho} = m_2 - m_1 \quad (3.15)$$

m_{ho} = masa húmeda de la muestra (g)

m_2 = masa del anillo y suelo húmedo (g)

m_1 = masa del anillo (g)

3.6.1.7.2 Determinar el contenido de agua inicial empleando la **ecuación (3.16)**:

$$\omega = \frac{m_2 - m_3}{m_3 - m_1} \times 100 \quad (3.16)$$

ω = contenido de agua (%)

m_1 = masa del recipiente (g)

m_2 = masa del recipiente y del suelo húmedo (g)

m_3 = masa del recipiente y del suelo seco (g), después de 24h en el horno a una temperatura de $105 \pm 5^\circ\text{C}$

3.6.1.7.3 Obtener la altura final de la muestra utilizando la **ecuación (3.17)**:

$$h_f = h_o - d_f \quad (3.17)$$

h_f = altura final de la muestra (cm)

h_o = altura inicial de la muestra (cm)

d_f = deformación final de la muestra (cm)

3.6.1.7.4 Calcular la masa saturada de la muestra mediante la **ecuación (3.18)**:

$$m_f = m_3 - m_1 \quad (3.18)$$

m_f = masa saturada de la muestra (g)

m_3 = masa del anillo y suelo saturado (g)

m_1 = masa del anillo (g)

3.6.1.7.5 Determinar el volumen de sólidos del suelo, para ello utilice la **ecuación (3.19)**:

$$V_s = \frac{m_s}{G_s \times \rho_w} \quad (3.19)$$

V_s = volúmen de sólidos (cm^3)
 m_s = masa seca de la muestra (g)
 G_s = gravedad específica del suelo
 ρ_w = densidad del agua ($\frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$)

3.6.1.7.6 Obtener la altura equivalente de sólidos del suelo, empleando para ello la **ecuación (3.20)**:

$$h_s = \frac{V_s}{A} \quad (3.20)$$

h_s = altura equivalente de sólidos (cm)
 V_s = volúmen de sólidos (cm^3)
 A = área de la muestra (cm^2)

$$A = A_a = \frac{\pi \times (\phi_{\text{int}})^2}{4} \quad (3.21)$$

A_a = área interna del anillo (cm^2)
 ϕ_{int} = diámetro interno del anillo (cm)

3.6.1.7.7 Calcular la relación de vacíos inicial de la muestra a través de la **ecuación (3.22)**:

$$e_o = \frac{h_o - h_s}{h_s} \quad (3.22)$$

e_o = relación de vacíos inicial
 h_o = altura inicial de la muestra (cm)
 h_s = altura equivalente de sólidos (cm)

3.6.1.7.8 Calcular la relación de vacíos final de la muestra mediante la **ecuación (3.23)**:

$$e_f = \frac{h_f - h_s}{h_s} \quad (3.23)$$

e_f = relación de vacíos final
 h_f = altura final de la muestra (cm)
 h_s = altura equivalente de sólidos (cm)

3.6.1.7.9 Calcular el grado de saturación inicial de la muestra, utilizando para ello la **ecuación (3.24)**:

$$S_o = \frac{m_{h_o} - m_s}{A \times \rho_w \times (h_o - h_s)} \times 100 \quad (3.24)$$

S_o = grado de saturación inicial (%)
 m_{h_o} = masa húmeda de la muestra (g)
 m_s = masa seca de la muestra (g)
 A = área de la muestra (cm^2)

ρ_w = densidad del agua (g/cm^3)

h_o = altura inicial de la muestra (cm)

h_s = altura equivalente de sólidos (cm)

3.6.1.7.10 Calcular el grado de saturación final de la muestra, empleando para ello la **ecuación (3.25)**:

$$S_f = \frac{m_f - m_s}{A \times \rho_w \times (h_f - h_s)} \times 100 \quad (3.25)$$

S_f = grado de saturación final (%)

m_f = masa saturada de la muestra (g)

m_s = masa seca de la muestra (g)

A = área de la muestra (cm^2)

ρ_w = densidad del agua (g/cm^3)

h_f = altura final de la muestra (cm)

h_s = altura equivalente de sólidos (cm)

3.6.1.7.11 Determinar el contenido de agua final empleando la **ecuación (3.16)**:

3.6.1.7.12 Calcular la presión aplicada sobre la muestra de suelo mediante la **ecuación (3.26)**:

$$P = \frac{C \times R \times g}{A_{\text{muestra}}} \times 10 \quad (3.26)$$

P = esfuerzo aplicado a la muestra (kPa)

C = carga aplicada (kg)

R = relación del brazo de carga (9 – 10 – 11)

g = gravedad ($9.81 \text{ m}/\text{s}^2$)

A_{muestra} = área de la muestra durante el proceso de carga (cm^2)

$$A_{\text{muestra}} = A_a = \frac{\pi \times (\phi_{\text{int}})^2}{4}$$

A_a = área interna del anillo (cm^2)

ϕ_{int} = diámetro interno del anillo (cm)

3.6.1.7.13 Determinar la deformación de la muestra de suelo, utilizando la **ecuación (3.27)**:

$$d = k_{\text{micrómetro}} \times \text{lectura del micrómetro} \quad (3.27)$$

d = variación de altura (mm)

$k_{\text{micrómetro}} = 0.002 \text{ mm}/\text{división}$

lectura del micrómetro (divisiones)

3.6.1.7.14 Obtener la altura al final de cada escalón de carga, empleando para ello la **ecuación (3.28)**:

$$h = h_o - d \quad (3.28)$$

h = altura al final de cada escalón de carga (cm)

h_o = altura inicial de la muestra (cm)

d = deformación al final de cada escalón de carga (cm)

3.6.1.7.15 Calcular la relación de vacíos para cada escalón de carga mediante la **ecuación (3.29)**:

$$e = \frac{h - h_s}{h_s} \quad (3.29)$$

e = relación de vacíos para cada escalón de carga

h = altura al final de cada escalón de carga (cm)

h_s = altura equivalente de sólidos (cm)

3.6.1.7.16 Obtener la altura al 50% de la consolidación primaria para cada escalón de carga, para ello utilice la **ecuación (3.30)**:

$$h_{50} = h_o - d_{50} \quad (3.30)$$

h_{50} = altura al 50% de la consolidación primaria (cm)

h_o = altura inicial de la muestra (cm)

d_{50} = deformación al 50% de la consolidación primaria para cada escalón de carga (cm)

3.6.1.7.17 Determinar el coeficiente de consolidación para el 50% de la consolidación primaria, empleando para ello la **ecuación (3.31)**:

$$C_v = \frac{T_{50} \times H_{dr}^2}{t_{50}} \quad (3.31)$$

C_v = Coeficiente de consolidación (cm^2/min)

T_{50} = Factor tiempo = 0.197 para $U = 50\%$

H_{dr} = Máxima longitud que tiene que recorrer una partícula de agua para poder drenar (cm)

$H_{dr} = h_{50}$ para drenaje simple

$H_{dr} = \frac{h_{50}}{2}$ para drenaje doble

t_{50} = tiempo correspondiente a una deformación del 50% de la consolidación primaria (min)

3.6.1.8 Determinación del coeficiente de consolidación (C_v)

El coeficiente de consolidación puede ser calculado mediante dos métodos. Taylor (1942) propuso el método de la raíz cuadrada del tiempo. Casagrande y Fadum (1940) propusieron el método del logaritmo del tiempo (Budhu, 2015).

En el método del logaritmo del tiempo, se traza en escala natural las deformaciones de la muestra y en escala logarítmica el tiempo; mientras que para el método de la raíz cuadrada del tiempo se grafica las deformaciones de la muestra (escala natural) contra la raíz cuadrada del tiempo (Das, 2010).

3.6.1.8.1 Método del logaritmo del tiempo

Para un incremento de carga dado en un ensayo de laboratorio, empleando una curva de la deformación de la muestra contra el logaritmo del tiempo, la determinación de C_v se realiza mediante los siguientes pasos:

3.6.1.8.1 Intersectar en **A** la prolongación de la recta tangente a la curva en la zona de consolidación primaria con la prolongación de la tangente correspondiente a la zona de consolidación secundaria. La ordenada de **A** representa la deformación al final del 100% de la consolidación primaria (d_{100}). Ver la **figura 3.13a**.

3.6.1.8.2 Seleccionar los tiempos t_1 y t_2 sobre una porción de la curva de manera tal que $t_2 = 4t_1$. La diferencia de la deformación de la muestra durante el tiempo ($t_2 - t_1$) será igual a x . Ver la **figura 3.13b**.

3.6.1.8.3 Dibujar una línea horizontal **DE** de tal manera que la distancia vertical **BD** sea igual a x . La deformación correspondiente a la línea **DE** es la deformación al 0% de consolidación (d_0). Ver la **figura 3.13c**.

3.6.1.8.4 Ubicar el punto **F** (empleando la **ecuación 3.32**) sobre la curva de consolidación. El punto **F** representa la deformación al 50% de la consolidación primaria (d_{50}) y su abscisa el tiempo correspondiente (t_{50}). Ver la **figura 3.13d**.

$$F_{ordenada} = \frac{d_0 + d_{100}}{2} \quad (3.32)$$

3.6.1.8.5 Calcular el coeficiente de consolidación para el 50% de la consolidación primaria, empleando para ello la **ecuación (3.31)** (Das, 2010).

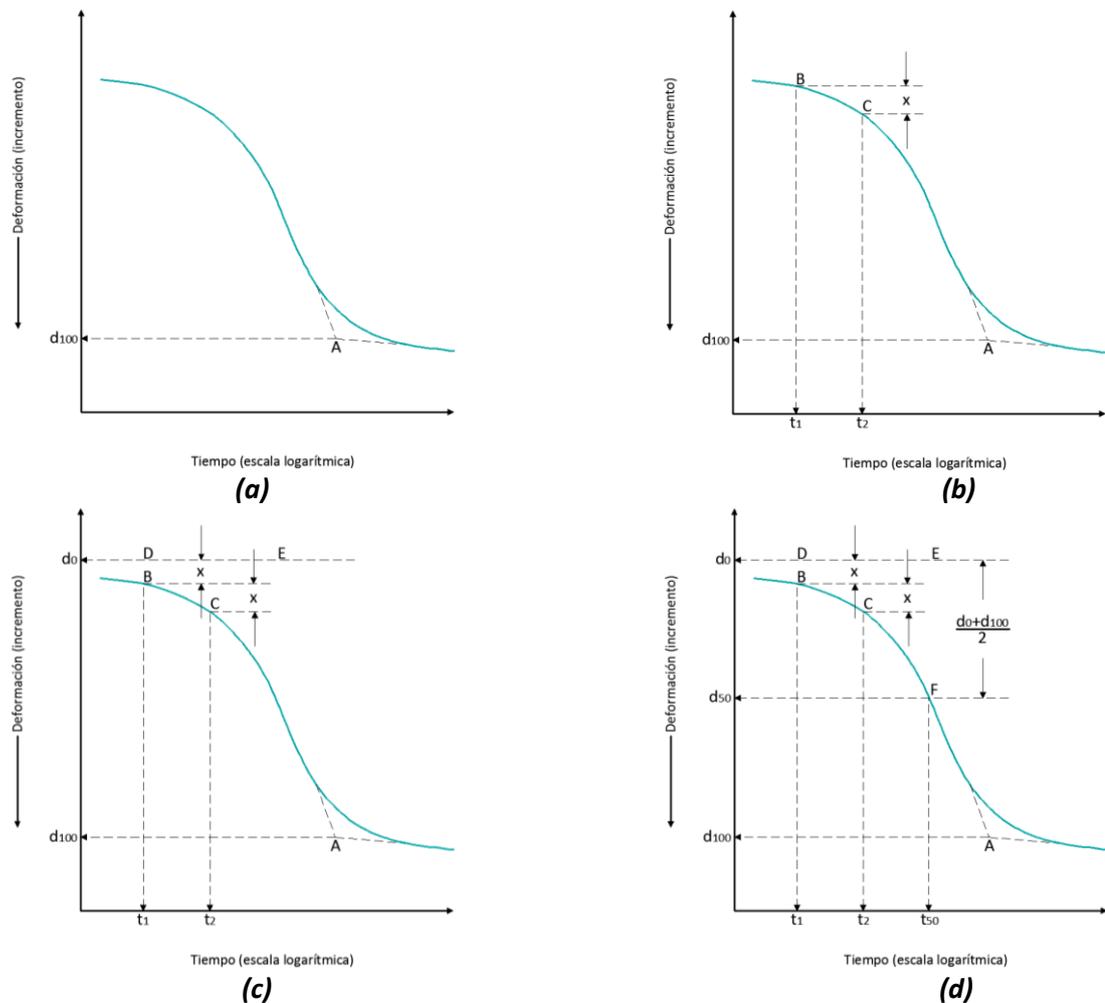


Figura 3.37 Método del logaritmo del tiempo para determinar C_v .

Fuente: Principles of geotechnical engineering (Das, 2010)

3.6.1.9 Informe de resultados

3.6.1.9.1 Los resultados del ensayo deben registrarse en las fichas de laboratorio indicadas en el **anexo 6.4, 6.5, 6.7 y 6.8**.

3.6.1.9.2 La curva de consolidación debe trazarse en el formato del **anexo 6.6** y la curva de compresibilidad en el **anexo 6.9.1 y 6.9.2**.

3.6.1.9.3 El informe correspondiente a este ensayo debe constar de:

- Descripción de las características de la muestra ensayada y procedencia.
- Contenido de agua inicial y final, relación de vacíos inicial y final, grado de saturación inicial y final, altura equivalente de sólidos.
- El valor del coeficiente de consolidación C_v .

3.6.2 Permeabilidad

3.6.2.1 Cálculos

El coeficiente de permeabilidad que gobierna el flujo del agua del suelo durante el intervalo de compresión, representado por una curva de consolidación, puede calcularse mediante la **ecuación (3.33)** (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

$$k = C_v \times m_v \times \gamma_w \quad (3.33)$$

Donde:

k = Coeficiente de permeabilidad (m/min)

C_v = Coeficiente de consolidación (m²/min)

m_v = coeficiente de variación volumétrica (1/kPa ó m²/kN)

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_{med}} \quad (3.34)$$

a_v = coeficiente de compresibilidad (1/kPa ó m²/kN)

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta P} = \frac{e_o - e_f}{P_f - P_o} \quad (3.35)$$

e_o = relación de vacíos para la presión inicial

e_f = relación de vacíos para la presión final

P_o = presión inicial (kPa)

P_f = presión final (kPa)

Nota: Los valores para determinar el coeficiente de compresibilidad se obtienen de la curva de compresibilidad en escala natural.

e_{med} = relación de vacíos para la presión media

$$P_{med} = \frac{P_o + P_f}{2} \quad (3.36)$$

γ_w = Peso específico del agua = 9.807 kN/m³

En el laboratorio el valor del coeficiente de permeabilidad usualmente se calcula para una temperatura de 20°C, para lo cual será necesario corregir la viscosidad del agua, empleando para ello la **ecuación (3.37)** (Das, 2002).

$$k_{20^\circ\text{C}} = k \times \frac{\eta_{T^\circ\text{C}}}{\eta_{20^\circ\text{C}}} \quad (3.37)$$

Donde:

$k_{20^\circ\text{C}}$ = permeabilidad a 20°C (cm/s)

k = permeabilidad a la temperatura de ensayo (cm/s)

$\frac{\eta_{T^\circ\text{C}}}{\eta_{20^\circ\text{C}}}$ = variación de la viscosidad del agua a la temperatura de ensayo respecto a 20°C, ver el **anexo 6.12**.

3.6.2.2 Informe de resultados

3.6.1.9.1 Los resultados del ensayo deben registrarse en las fichas de laboratorio indicadas en el **anexo 6.10** y **6.11**.

3.6.2.2.2 Para determinar la relación de vacíos correspondiente a la presión media se trazará la curva de compresibilidad en el formato del **anexo 6.9.1**.

3.6.1.9.3 El informe correspondiente a este ensayo debe constar de:

- a) Coeficiente de permeabilidad determinado de forma indirecta mediante el ensayo edométrico.
- b) Coeficiente de permeabilidad corregido para una temperatura de 20°C.

3.6.3 Bibliografía

Bowles, J. E. (1980). Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil. Bogotá, Colombia: McGraw-Hill Inc.

Budhu, M. (2015). Soil Mechanics Fundamentals. Arizona, USA: Wiley Blackwell.

Crespo Villalaz, C. (2004). Mecánica de Suelos y Cimentaciones. México D.F., México: Limusa.

Das, B. M. (2010). Principles of Geotechnical Engineering. Canadá, Canadá: Cengage Learning.

HUMBOLDT. (2012). USA.

Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. (2005). Mecánica de Suelos. Tomo1. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. México DF, México: Limusa.

Anexo 6.1 Fotografías

Foto (1). Masa del anillo de consolidación.



Foto (2). Masa del anillo y de la muestra húmeda.



Foto (3). Montaje de la piedra porosa inferior y del anillo en la cazuela.



Foto (4). Vástago del micrómetro apoyado a la cabeza del tornillo del marco.



Foto (5). Palanca de carga nivelada horizontalmente.



Foto (6). Micrómetro ajustado en cero.



Fuente: Guerrero-Lima. Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad del Azuay

Anexo 6.2 Ejemplo de la determinación del coeficiente de consolidación C_v

FICHA DE LABORATORIO			
UNIVERSIDAD DEL AZUAY			
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 6			
CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL			
DETERMINACIÓN DE LA ALTURA EQUIVALENTE DE LOS SÓLIDOS DE SUELO, RELACIÓN DE VACÍOS Y GRADO DE SATURACIÓN			
Realizado por: <u>Pablo Guerrero Abril, Esteban Lima Rodas</u>			
Grupo: <u>1</u>		Fecha: <u>03/04/2018 - 18/04/2018</u>	
Localización del suelo: <u>Vista Linda / Yanuncay / Guanca</u>			
Descripción de la muestra: <u>Muestra de color marrón con presencia de grumos.</u>			
-ANTES DE LA CONSOLIDACIÓN-		DESPUÉS DE LA CONSOLIDACIÓN	
Diámetro interno del anillo (cm)	ϕ_{int}	Deformación final de la muestra (cm)	d_f
Área interna del anillo (cm ²)	A_a	Altura final de la muestra (cm)	$h_f = h_0 - d_f$
Altura del anillo (cm)	h_a	Massa del anillo + suelo saturado (g)	m_s
Massa del anillo (g)	m_i	Massa saturada de la muestra (g)	$m_t = m_s - m_i$
Gravedad específica del suelo	G_s	Massa seca de la muestra (g)	m_s
Massa del anillo + suelo húmedo (g)	m_2	Densidad del agua (g/cm ³)	ρ_w
Massa inicial de la muestra (g)	$m_{h_0} = m_2 - m_i$	Volumen de sólidos (cm ³)	$V_s = \frac{m_s}{(G_s \times \rho_w)}$
Altura inicial de la muestra (cm)	h_0	Altura equivalente de sólidos (cm)	$h_s = \frac{V_s}{A}$
Determinación del contenido de agua inicial.			
Recipiente N°	2	Relación de vacíos inicial	$e_i = \frac{(h_0 - h_s)}{h_s}$
Massa del recipiente (g)	37.25	Relación de vacíos final	$e_f = \frac{(m_t - m_s)}{h_s}$
Massa del recipiente + suelo húmedo (g)	70.47	Grado de saturación inicial (%)	$S_p = \left[\frac{(m_{h_0} - m_s)}{A \times \rho_w \times (h_0 - h_s)} \right] \times 100$
Massa del recipiente + suelo seco (g)	62.80	Grado de saturación final (%)	$S_f = \left[\frac{(m_t - m_s)}{A \times \rho_w \times (h_t - h_s)} \right] \times 100$
Massa del agua (g)	7.67	Determinación del contenido de agua final.	
Massa del suelo seco (g)	25.57	Massa del anillo (g)	94.07
Contenido de agua (%)	30.00	Massa del anillo + suelo saturado (g)	239.74
Promedio e_i (%)	30.10	Massa del anillo + suelo seco (g)	214.10
		Massa del agua (g)	25.64
		Massa del suelo seco (g)	123.03
		Contenido de agua (%)	20.84

Observaciones: No fue posible alcanzar un grado de saturación del 100%, debido a lo difícil que resulta eliminar el aire atrapado en los vacíos del suelo.

FICHA DE LABORATORIO		UNIVERSIDAD DEL AZUAY			
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 6		CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL		DATOS DEFORMACIÓN-TIEMPO	
Realizado por: <u>Pablo Guerrero Abril, Esteban Lima Rodas</u>					
Grupo:	<u>1</u>	Fecha:	<u>06/04/2018</u>	Ficha:	<u>2/6</u>
Carga:	<u>4</u> kg	Kmicrómetro:		<u>0.002</u>	mm/división
Relación brazo:	<u>11:1</u>				
Áreamuestra:	<u>44.061</u> cm ²				
Presión:	<u>97.931</u> kPa				
Fecha	Hora	Tiempo transcurrido (min)	Lectura del micrómetro divisiones	Deformación d (mm) kmic X lectura	Temperatura (°C)
06/04	10:34	0	160	0.320	16.3
		0.1	195	0.390	16.3
		0.25	202	0.404	16.3
		0.5	207	0.414	16.3
		1	212.50	0.425	16.3
		2	220	0.440	16.3
		4	227	0.454	16.3
		8	235.50	0.471	16.3
		15	243.50	0.487	16.4
		30	254	0.508	19.9
		60	266.50	0.533	19.9
		120	280	0.560	19.7
		240	295	0.590	19.4
		425	305.80	0.612	19.4
09/04	10:35	4320	329.50	0.659	16.5
Observaciones: <u>La carga aplicada se mantuvo por un periodo de 72 horas (4320 minutos), debido al cierre del laboratorio.</u>					

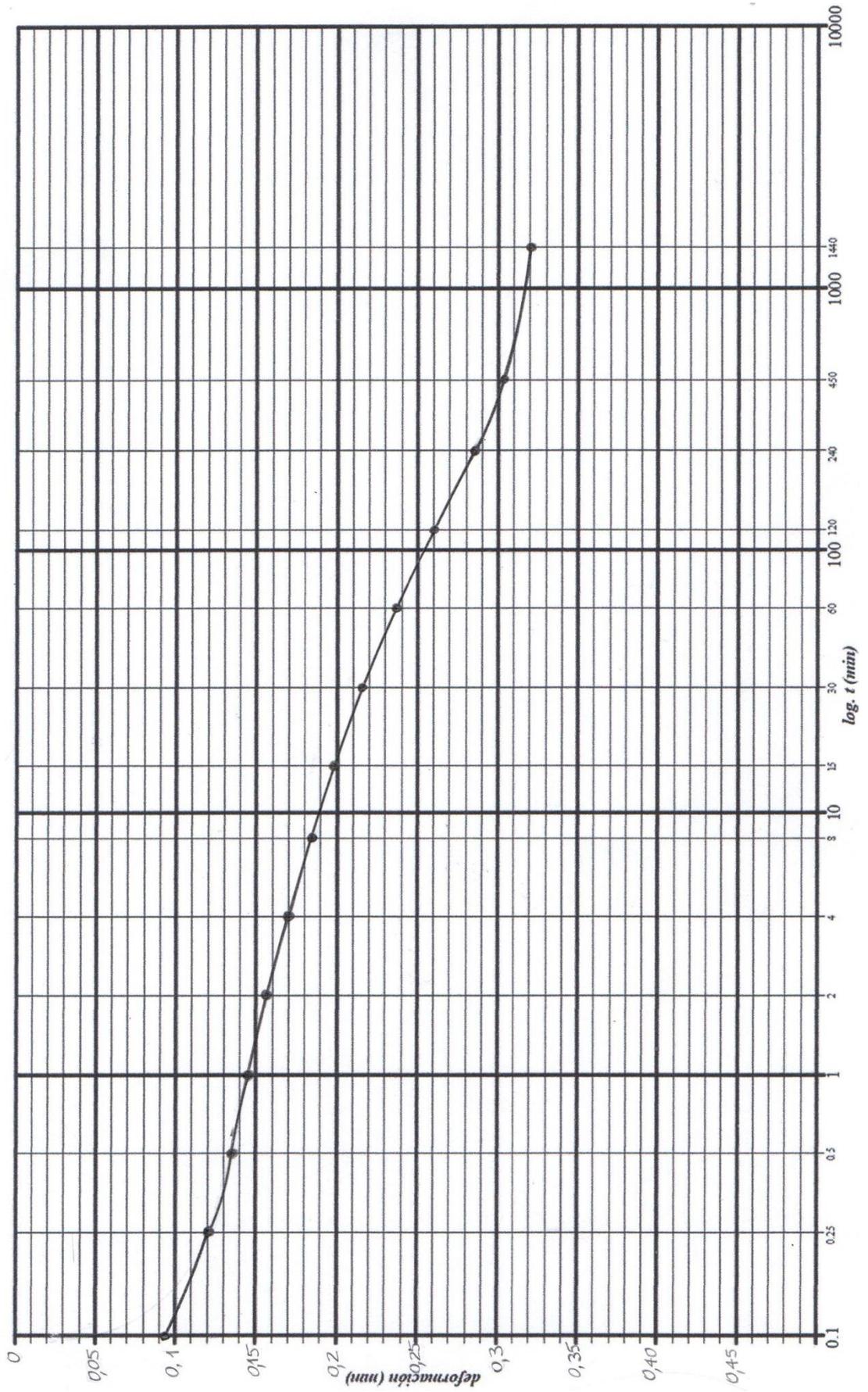
FICHA DE LABORATORIO		UNIVERSIDAD DEL AZUAY			
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 6		CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL		DATOS DEFORMACIÓN-TIEMPO	
Realizado por: <u>Pablo Guerrero Abril, Esteban Lima Rodas</u>					
Grupo:	<u>1</u>	Fecha:	<u>05/04/2018</u>	Ficha:	<u>2/6</u>
Carga:	<u>2</u> kg	Kmicrómetro:		<u>0.002</u>	mm/división
Relación brazo:	<u>11:1</u>				
Áreamuestra:	<u>44.061</u> cm ²				
Presión:	<u>48.965</u> kPa				
Fecha	Hora	Tiempo transcurrido (min)	Lectura del micrómetro divisiones	Deformación d (mm) kmic X lectura	Temperatura (°C)
05/04	10:32	0	0	0	16.6
		0.1	12.50	0.025	16.8
		0.25	60	0.120	16.8
		0.5	66	0.132	16.8
		1	72	0.144	16.8
		2	76.50	0.157	16.8
		4	85	0.170	16.8
		8	92	0.184	17.0
		15	99.50	0.199	17.2
		30	107.50	0.215	17.2
		60	118.20	0.2364	17.7
		120	130	0.260	19.0
		240	143	0.286	19.3
		450	151	0.302	19.8
06/04	10:32	4440	160	0.320	16.3
Observaciones:					

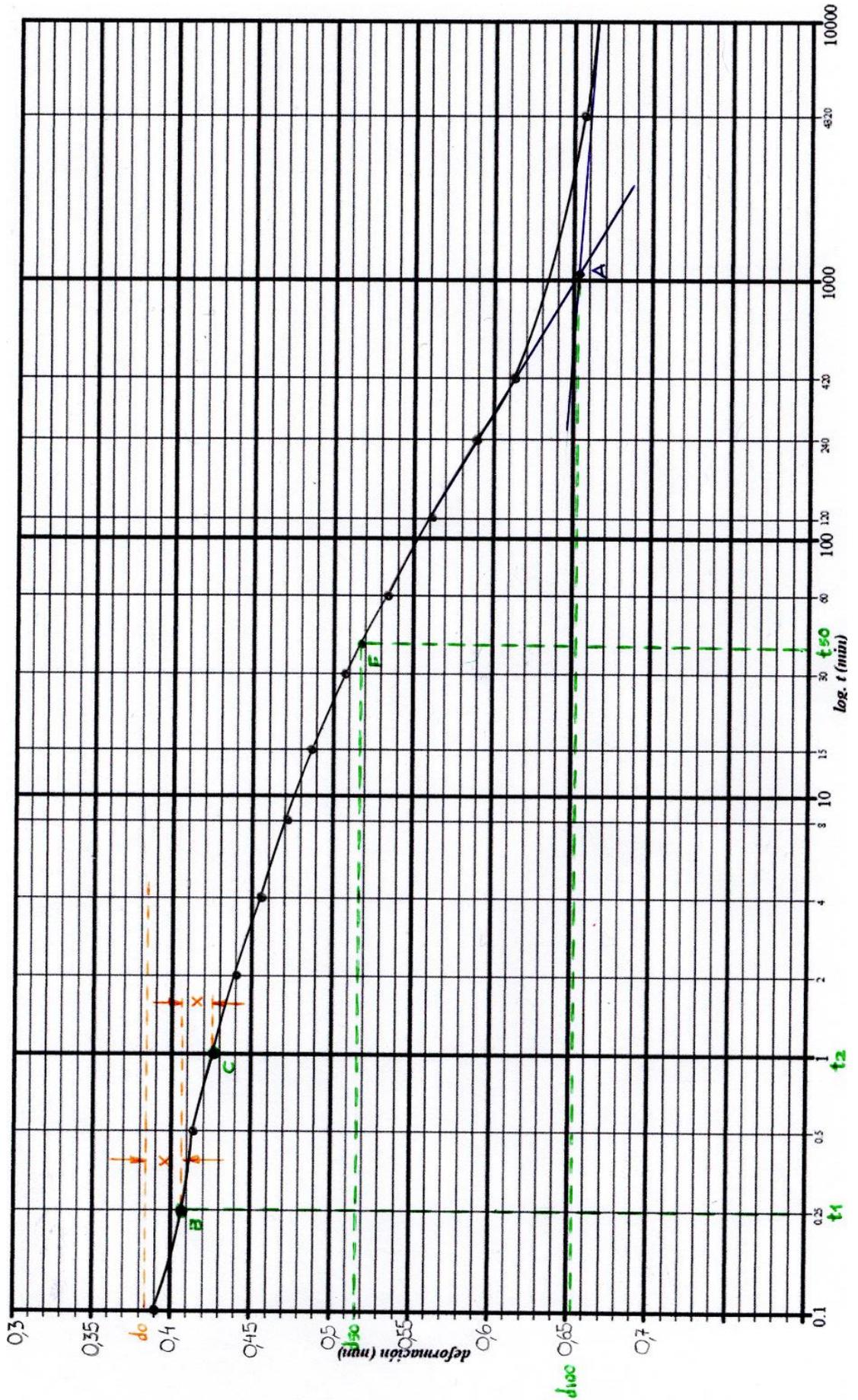
FICHA DE LABORATORIO					
UNIVERSIDAD DEL AZUAY					
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Nº 6					
CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL					
DATOS DEFORMACIÓN-TIEMPO					
Realizado por: <u>Pablo Guerrero Abril, Esteban Lima Rodas</u>					
Grupo: <u>4</u>	Fecha: <u>10/04/2018</u>	Ficha: <u>2/6</u>			
Carga: <u>46</u> kg	kmicrómetro: <u>0.002</u>		mm/división		
Relación brazo: <u>41:1</u>					
Áreamuestra: <u>44.061</u> cm ²					
Presión: <u>391.724</u> kPa					
Fecha	Hora	Tiempo transcurrido (min)	Lectura del micrómetro divisiones	Deformación d (mm) kmic x lectura	Temperatura (°C)
10/04	10:54	0	590.30	1.481	16.8
		0.1	687	1.374	16.7
		0.25	740	1.420	16.7
		0.5	723	1.446	17.0
		1	736.80	1.474	17.0
		2	752.50	1.505	17.2
		4	769.50	1.539	17.6
		8	791	1.582	17.6
		15	842.30	1.625	17.6
		30	842.50	1.685	17.6
		60	882	1.764	18.1
		120	930	1.860	19.2
		240	970	1.940	20.3
		420	987.50	1.975	18.6
11/04	10:55	1440	1001	2.002	16.1
Observaciones:					

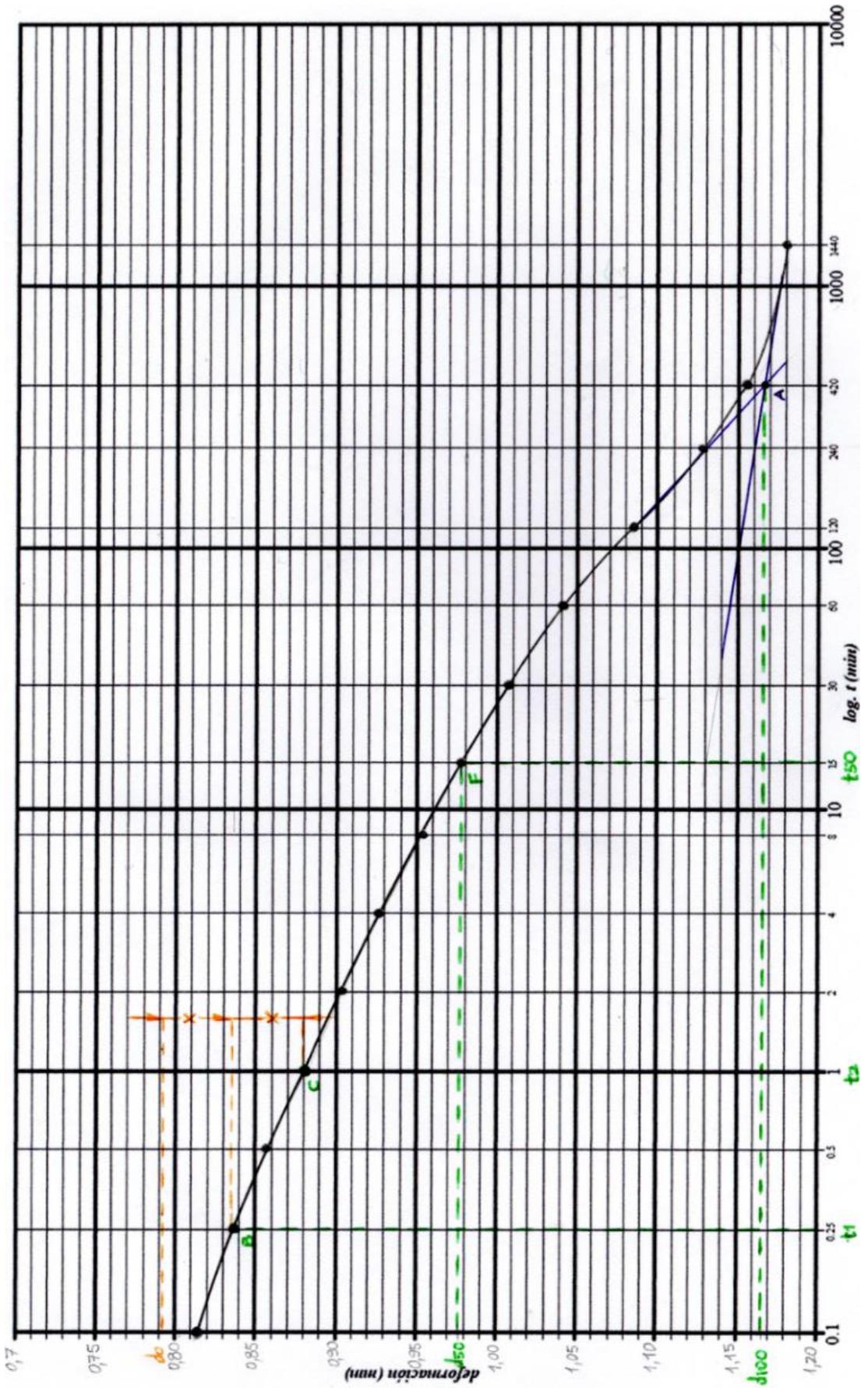
FICHA DE LABORATORIO					
UNIVERSIDAD DEL AZUAY					
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Nº 6					
CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL					
DATOS DEFORMACIÓN-TIEMPO					
Realizado por: <u>Pablo Guerrero Abril, Esteban Lima Rodas</u>					
Grupo: <u>4</u>	Fecha: <u>09/04/2018</u>	Ficha: <u>2/6</u>			
Carga: <u>8</u> kg	kmicrómetro: <u>0.002</u>		mm/división		
Relación brazo: <u>41:1</u>					
Áreamuestra: <u>44.061</u> cm ²					
Presión: <u>195.862</u> kPa					
Fecha	Hora	Tiempo transcurrido (min)	Lectura del micrómetro divisiones	Deformación d (mm) kmic x lectura	Temperatura (°C)
09/04	10:47	0	329.50	0.659	16.5
		0.1	407	0.814	16.9
		0.25	449	0.838	16.9
		0.5	429	0.858	16.9
		1	440	0.880	17.0
		2	451	0.902	17.0
		4	463	0.926	17.1
		8	476	0.952	17.0
		15	489	0.978	17.2
		30	504	1.008	17.3
		60	521.80	1.044	17.1
		120	542.50	1.085	18.5
		240	564	1.128	18.7
		420	578	1.156	18.7
10/04	10:45	1440	590.30	1.481	16.8
Observaciones:					

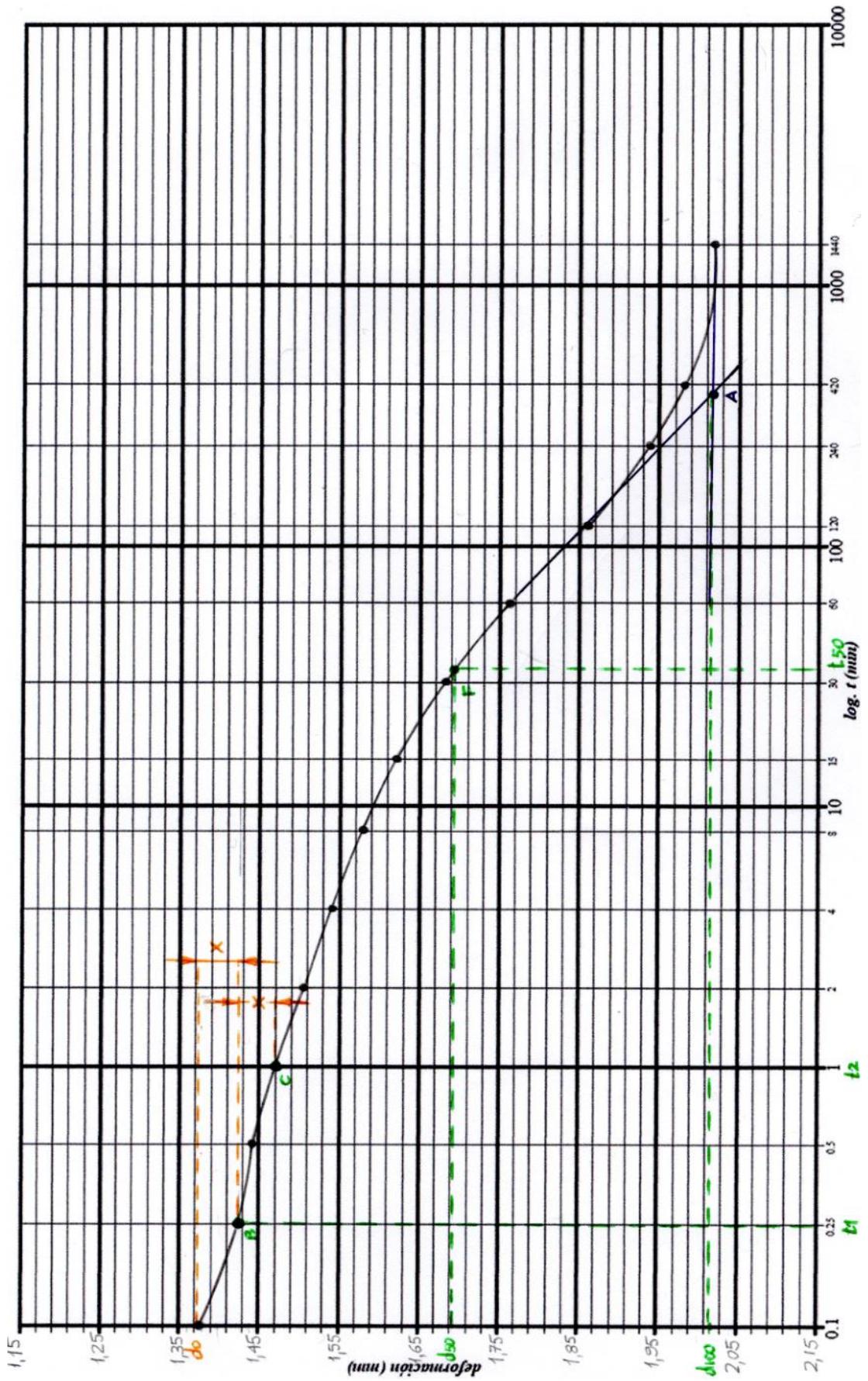
FICHA DE LABORATORIO					
UNIVERSIDAD DEL AZUAY					
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 6					
CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL		DATOS DEFORMACIÓN-TIEMPO			
Realizado por: _____					
Grupo: _____	Fecha: _____	Fecha: _____	Ficha: 2/6		
Carga: _____ kg	kmicrómetro: 0.002		mm/división		
Relación brazo: _____					
Áreamuestra: _____ cm ²					
Presión: _____ kPa					
Fecha	Hora	Tiempo transcurrido (min)	Lectura del micrómetro divisiones	Deformación d (mm) kmic x lectura	Temperatura (°C)
		0			
		0.1			
		0.25			
		0.5			
		1			
		2			
		4			
		8			
		15			
		30			
		60			
Observaciones: _____					

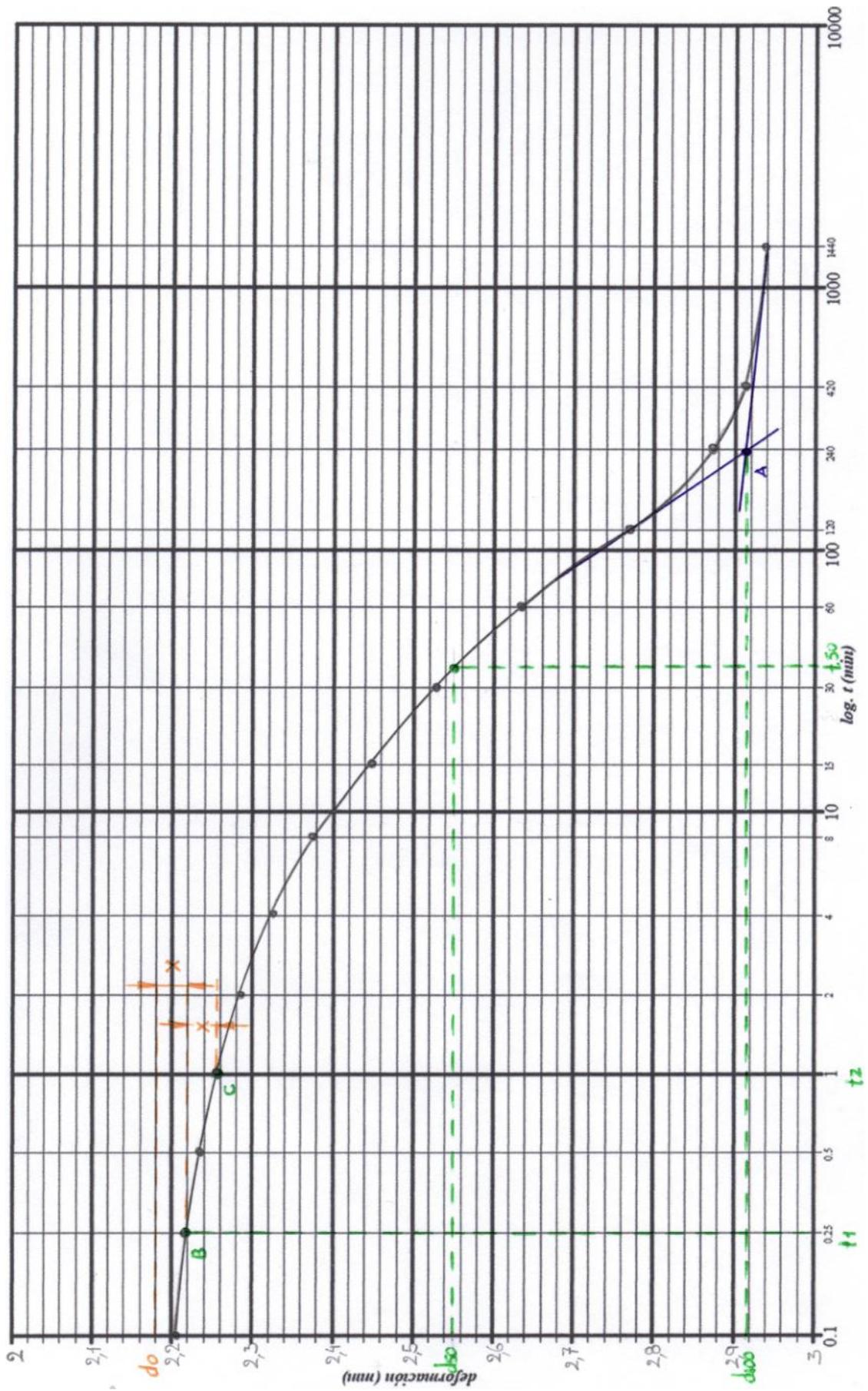
FICHA DE LABORATORIO					
UNIVERSIDAD DEL AZUAY					
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 6					
CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL		DATOS DEFORMACIÓN-TIEMPO			
Realizado por: <u>Baldo Guerrero Abril, Esteban Lima Rodas</u>					
Grupo: 1	Fecha: 11/04/2018	Fecha: _____	Ficha: 2/6		
Carga: 3.2 kg	kmicrómetro: 0.002		mm/división		
Relación brazo: 11:1					
Áreamuestra: 44.061 cm ²					
Presión: 783.447 kPa					
Fecha	Hora	Tiempo transcurrido (min)	Lectura del micrómetro divisiones	Deformación d (mm) kmic x lectura	Temperatura (°C)
11/04	11:03	0	100.1	2.002	16.1
		0.1	100.80	2.202	16.2
		0.25	110.7	2.214	16.2
		0.5	117.50	2.235	16.8
		1	129.50	2.257	17.0
		2	143.50	2.287	17.0
		4	162	2.324	17.6
		8	187	2.374	17.6
		15	224	2.448	17.6
		30	263	2.526	17.7
		60	315.50	2.631	17.7
		120	381.50	2.763	17.8
		240	436.80	2.874	20.5
		420	456	2.912	21.5
12/04	11:05	1440	468.30	2.937	15.7
Observaciones: _____					





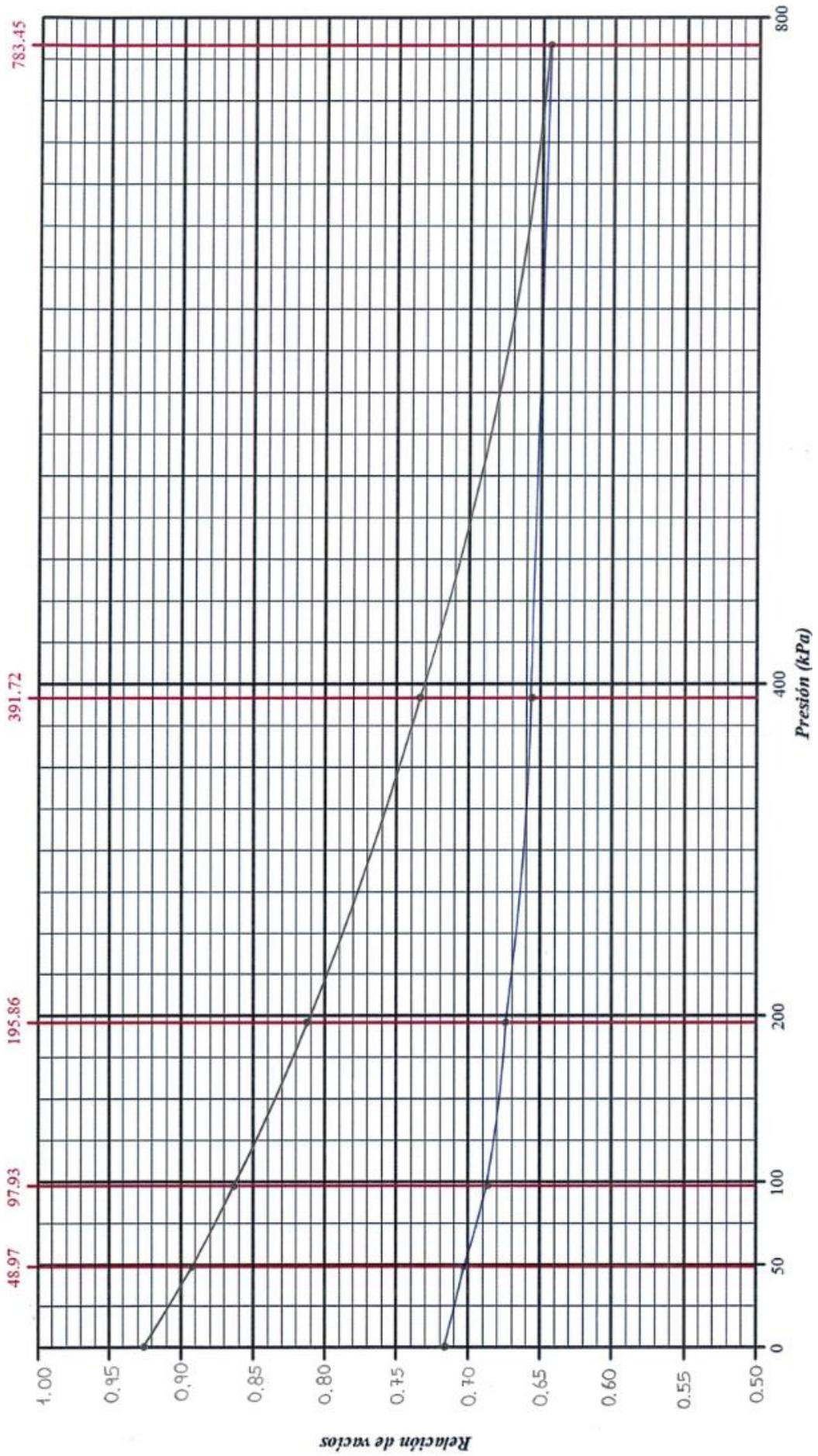


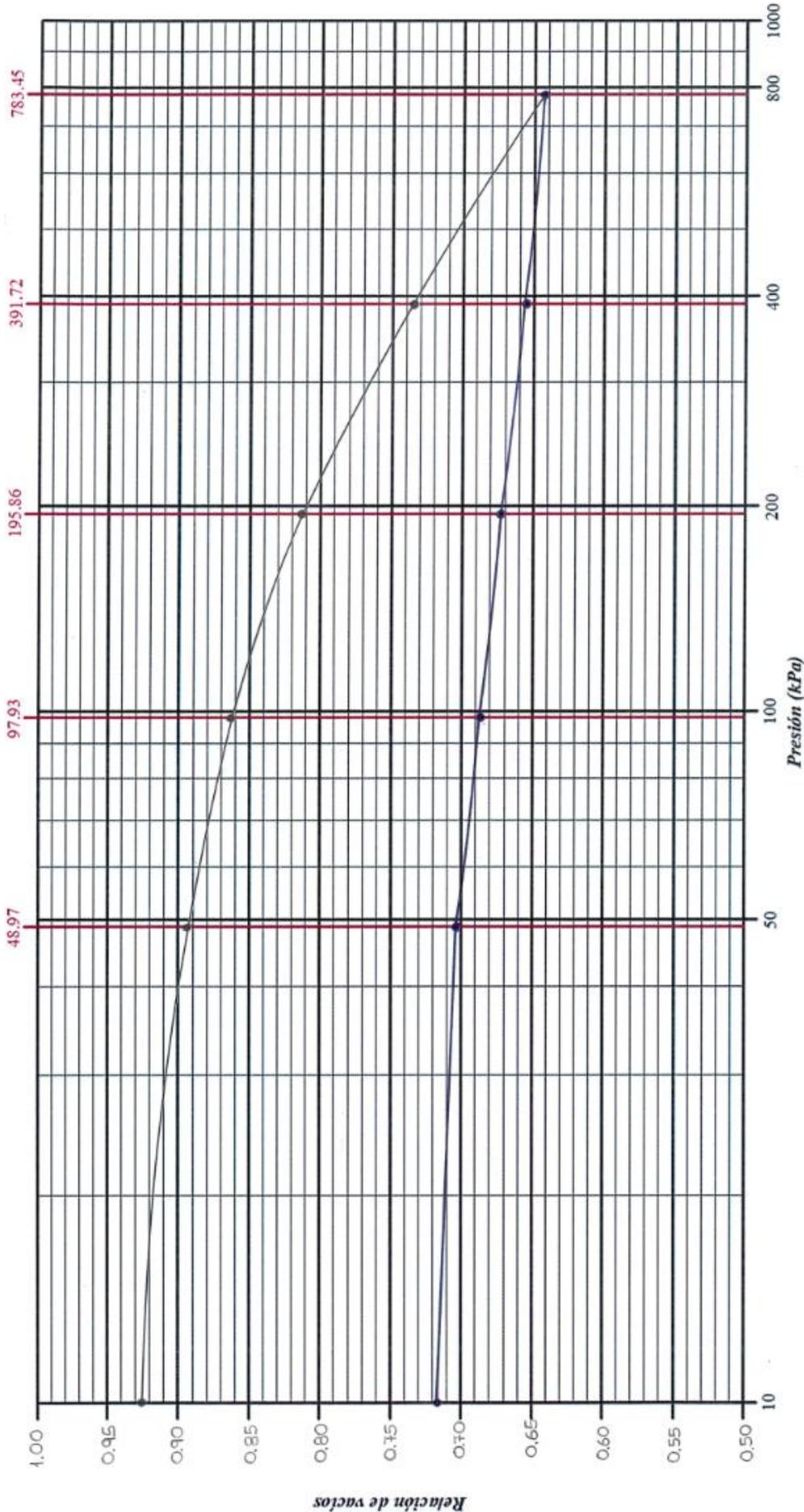




									
FICHA DE LABORATORIO UNIVERSIDAD DEL AZUAY									
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 6 CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL									
DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN									
Realizado por: <u>Rodrigo Guerrero Abril, Esteban Lima Rodas</u>									
Grupo: <u>1</u>	Fecha: <u>13/04/2018</u>								
ho: <u>2.021</u> cm	T ₅₀ : <u>0.197</u>								
h ₃ : <u>1.050</u> cm	Drenaje: <u>Doble</u>								
Fecha: 3/6									
Determinación de la relación de vacíos (e)									
Incremento de presión (kPa)	Deformación para cada incremento de presión d (cm)	h _o - d (cm)	h (cm)	e (h - h ₃)/h ₃	Tiempo para el 50% de consolidación primaria t ₅₀ (min)	Deformación para el 50% de la consolidación primaria d ₅₀ (cm)	h ₅₀ - d ₅₀ (cm)	H _{Dr} h ₅₀ ó h ₅₀ /2 (cm)	C _v = (T ₅₀ × H _{Dr} ²)/t ₅₀ (cm ² /min)
0-48.97	0.0320	1.989	0.894						
48.97-97.93	0.0659	1.955	0.862	40	0.0517	1.969	0.985	0.0048	
97.93-145.86	0.1181	1.903	0.812	15	0.0978	1.923	0.962	0.0121	
145.86-194.72	0.2002	1.821	0.734	37.5	0.1691	1.852	0.926	0.0045	
194.72-183.45	0.2937	1.727	0.645	37.5	0.2550	1.766	0.883	0.0041	
Observaciones: <u>Despreciamos el cálculo del coeficiente de consolidación para el primer escalón de carga, ya que para cargas pequeñas la curva de consolidación es impreciso sobre todo cuando el suelo no está 100% saturado.</u>									

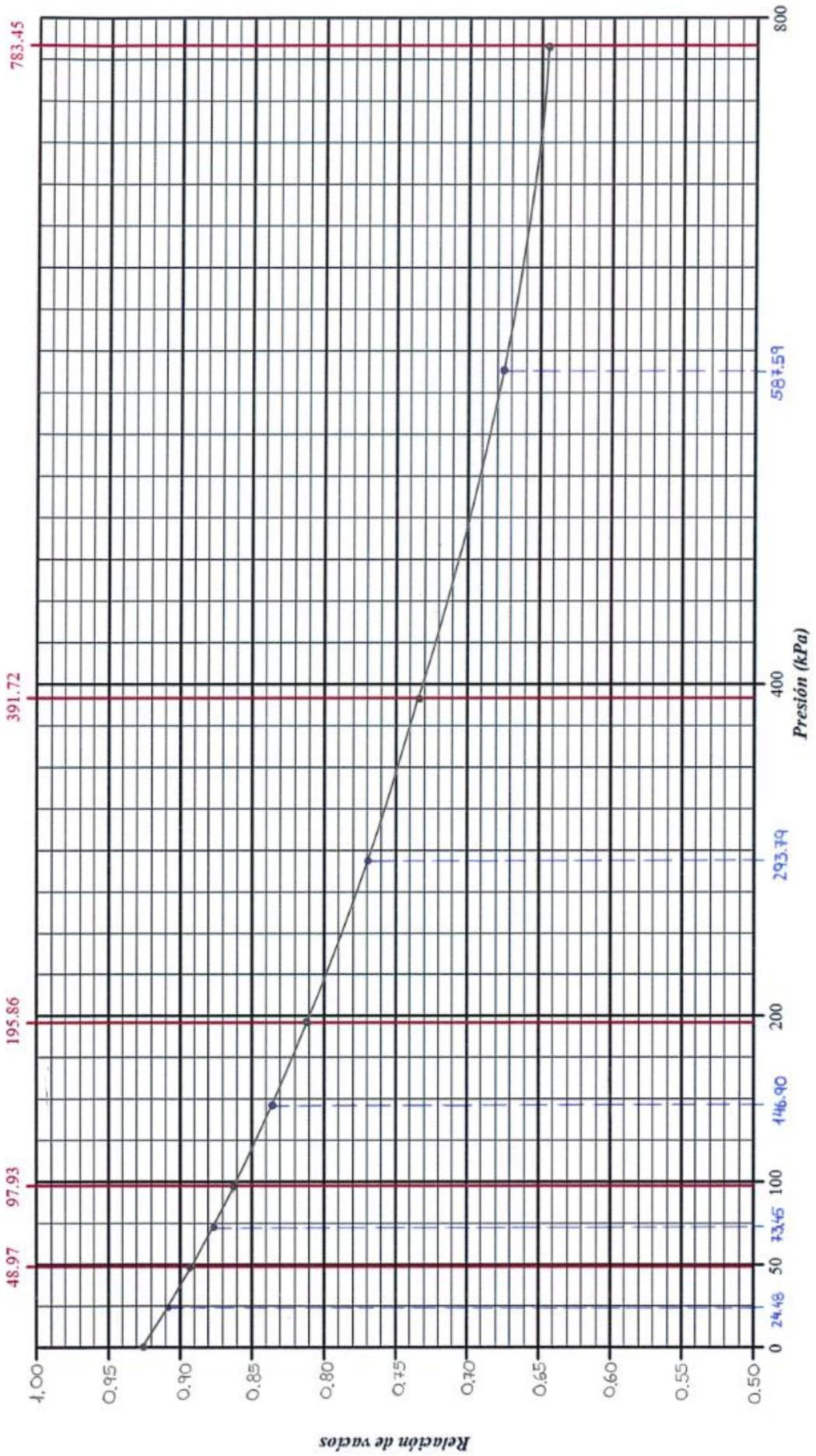
FICHA DE LABORATORIO				
UNIVERSIDAD DEL AZUAY				
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 6				
CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL PROCESO DE DESCARGA				
Realizado por: <u>Paolo Guerrero Abril, Esteban Lima Rodas</u>				
Grupo: <u>1</u>			Fecha: <u>12/04/2018</u>	
Ficha: <u>4/6</u>				
kmicrómetro: <u>0.002</u> mm/división				
h ₀ : <u>20.21</u> mm				
h _s : <u>10.50</u> mm				
Disminución de presión (kPa)	Lectura del micrómetro (divisiones)	Deformación d=kmic x lectura (mm)	Altura de la muestra h _{des} = h ₀ - d (mm)	e (h _{des} - h _s)/h _s
783.45 - 391.72	1408	2.816	17.394	0.657
391.72 - 195.86	1322	2.644	17.566	0.673
195.86 - 97.93	1241	2.482	17.728	0.689
97.93 - 48.97	1173	2.346	17.864	0.702
48.97 - 0	1093.50	2.187	18.023	0.717
Observaciones: <u>Cada disminución de presión se realizó en períodos de 60 minutos.</u>				





Anexo 6.3 Ejemplo de la determinación indirecta del coeficiente de permeabilidad

FICHA DE LABORATORIO										
UNIVERSIDAD DEL AZUAY										
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 6										
DETERMINACIÓN INDIRECTA DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD										
DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD A LA TEMPERATURA DE ENSAYO										
Realizado por: <u>Raúl Guerrero Abril, Esteban Lima, Rodas</u>										
Grupo: <u>1</u>		Fecha: <u>16/04/2018</u>		Fecha: <u>5/6</u>						
γ _w : <u>9.807</u> kN/m ³										
Incremento de presión P (kPa)	Variación de la presión ΔP (kPa)	Presión media P _{med} (kPa)	Coeficiente de consolidación C _v (m ² /min)	Relación de vacíos e	Relación de vacíos e _{med}	Coeficiente de variación volumétrica			Coeficiente de permeabilidad	
						Variación de la relación de vacíos Δe	Coeficiente de compresibilidad a _v = Δe/ΔP (m ² /kN)	Coeficiente de variación volumétrica m _v = a _v /(1 + e _{med}) (m ² /kN)	Coeficiente de permeabilidad k = C _v × m _v × γ _w (m/min)	Coeficiente de permeabilidad k (cm/s)
0 - 48.97	48.97	24.48		0.894						
48.97 - 97.93	48.97	73.45	0.0048	0.862	0.877	0.0323	0.00066	0.00035	1.645 × 10 ⁻⁵	2.742 × 10 ⁻⁵
97.93 - 145.86	97.93	116.90	0.0424	0.812	0.837	0.0497	0.00051	0.00029	3.287 × 10 ⁻⁵	5.481 × 10 ⁻⁵
145.86 - 391.72	495.86	293.79	0.0045	0.734	0.770	0.0782	0.00040	0.00023	9.968 × 10 ⁻⁶	1.661 × 10 ⁻⁵
391.72 - 783.45	391.72	587.59	0.0044	0.645	0.675	0.0890	0.00023	0.00014	5.449 × 10 ⁻⁶	9.082 × 10 ⁻⁶
Observaciones: <u>Despreciamos el cálculo del coeficiente de permeabilidad para el primer escalón de carga, ya que para cargas pequeñas la curva de consolidación es imprecisa sobre todo cuando el suelo no está 100% saturado.</u>										



FICHA DE LABORATORIO				
UNIVERSIDAD DEL AZUAY				
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 6				
DETERMINACIÓN INDIRECTA DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD				
DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD A 20°C				
Realizado por: <u>Paolo Guerrero Abril, Esteban Lima Rodas</u>				
Grupo: <u>1</u>			Fecha: <u>16/04/2018</u>	
Ficha: <u>6/6</u>				
Incremento de presión P (kPa)	Temperatura de ensayo T°C	Coefficiente de permeabilidad a la T°C de ensayo k (cm/s)	Coefficiente de viscosidad $\eta_{T^{\circ}C} / \eta_{20^{\circ}C}$	Coefficiente de permeabilidad a 20°C $k_{20^{\circ}C} = k \times \eta_{T^{\circ}C} / \eta_{20^{\circ}C}$ (cm/s)
0 - 48.97				
48.97 - 97.93	17.44	2.742×10^{-5}	1.0654	2.921×10^{-5}
97.93 - 145.86	17.40	5.481×10^{-5}	1.0667	5.847×10^{-5}
145.86 - 391.72	18.78	1.661×10^{-5}	1.0300	1.711×10^{-5}
391.72 - 783.45	18.66	9.082×10^{-6}	1.0338	9.389×10^{-6}
Observaciones: _____				

Anexo 6.4 Ficha para la determinación de h_p , e_o , e_f , S_o y S_f

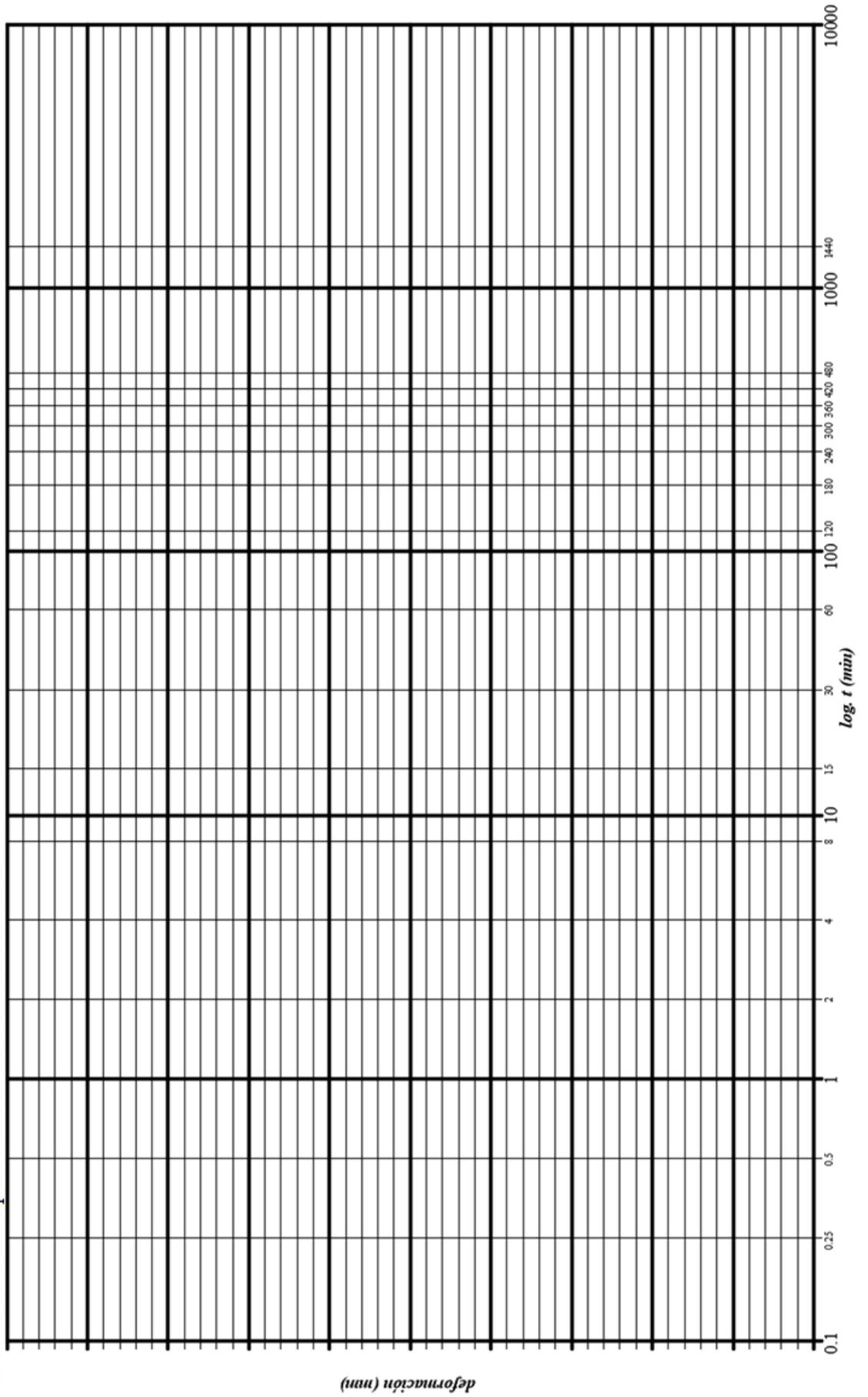
 FICHA DE LABORATORIO UNIVERSIDAD DEL AZUAY PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Nº 6 CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL DETERMINACIÓN DE LA ALTURA EQUIVALENTE DE LOS SÓLIDOS DE SUELO, RELACIÓN DE VACÍOS Y GRADO DE SATURACIÓN	
Realizado por:	
Grupo:	Fecha: _____
Localización del suelo:	
Descripción de la muestra:	
ANTES DE LA CONSOLIDACIÓN	
Dímetro interno del anillo (cm)	ϕ_{int}
Área interna del anillo (cm ²)	A_a
Altura del anillo (cm)	h_a
Masa del anillo (g)	m_1
Gravedad específica del suelo	G_s
Masa del anillo + suelo húmedo (g)	m_2
Masa inicial de la muestra (g)	$m_{ho} = m_2 - m_1$
Altura inicial de la muestra (cm)	h_o
DESPUÉS DE LA CONSOLIDACIÓN	
Deformación final de la muestra (cm)	d_f
Altura final de la muestra (cm)	$h_f = h_o - d_f$
Masa del anillo + suelo saturado (g)	m_3
Masa saturada de la muestra (g)	$m_f = m_3 - m_1$
Masa seca de la muestra (g)	m_s
Densidad del agua (g/cm ³)	ρ_w
Volumen de sólidos (cm ³)	$V_s = \frac{m_s}{G_s \times \rho_w}$
Altura equivalente de sólidos (cm)	$h_s = \frac{V_s}{A}$
Relación de vacíos inicial	$e_o = \frac{(h_o - h_s)}{h_s}$
Relación de vacíos final	$e_f = \frac{(h_f - h_s)}{h_s}$
Grado de saturación inicial (%)	$S_o = \left[\frac{(m_{ho} - m_s)}{A \times \rho_w \times (h_o - h_s)} \right] \times 100$
Grado de saturación final (%)	$S_f = \left[\frac{(m_f - m_s)}{A \times \rho_w \times (h_f - h_s)} \right] \times 100$
Determinación del contenido de agua final	
Masa del anillo (g)	
Masa del anillo + suelo saturado (g)	
Masa del anillo + suelo seco (g)	
Masa del agua (g)	
Masa del suelo seco (g)	
Contenido de agua (%)	
Promedio ω (%)	
Observaciones:	

Anexo 6.5 Ficha correspondiente a las lecturas del micrómetro

FICHA DE LABORATORIO UNIVERSIDAD DEL AZUAY PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Nº 6 CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL DATOS DEFORMACIÓN-TIEMPO					
Realizado por: _____					
Grupo: _____		Fecha: _____			
Carga: _____ kg		Kmicrómetro: 0.002 mm/división			
Relación brazo: _____					
Áreamuestra: _____ cm ²					
Presión: _____ kPa					
Fecha	Hora	Tiempo transcurrido (min)	Lectura del micrómetro divisiones	Deformación d (mm) kmic X lectura	Temperatura (°C)
		0			
		0.1			
		0.25			
		0.5			
		1			
		2			
		4			
		8			
		15			
		30			
		60			
Observaciones: _____					

FICHA DE LABORATORIO UNIVERSIDAD DEL AZUAY PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Nº 6 CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL DATOS DEFORMACIÓN-TIEMPO					
Realizado por: _____					
Grupo: _____		Fecha: _____			
Carga: _____ kg		Kmicrómetro: 0.002 mm/división			
Relación brazo: _____					
Áreamuestra: _____ cm ²					
Presión: _____ kPa					
Fecha	Hora	Tiempo transcurrido (min)	Lectura del micrómetro divisiones	Deformación d (mm) kmic X lectura	Temperatura (°C)
		0			
		0.1			
		0.25			
		0.5			
		1			
		2			
		4			
		8			
		15			
		30			
		60			
Observaciones: _____					

Anexo 6.6 Formato para trazar la curva de consolidación



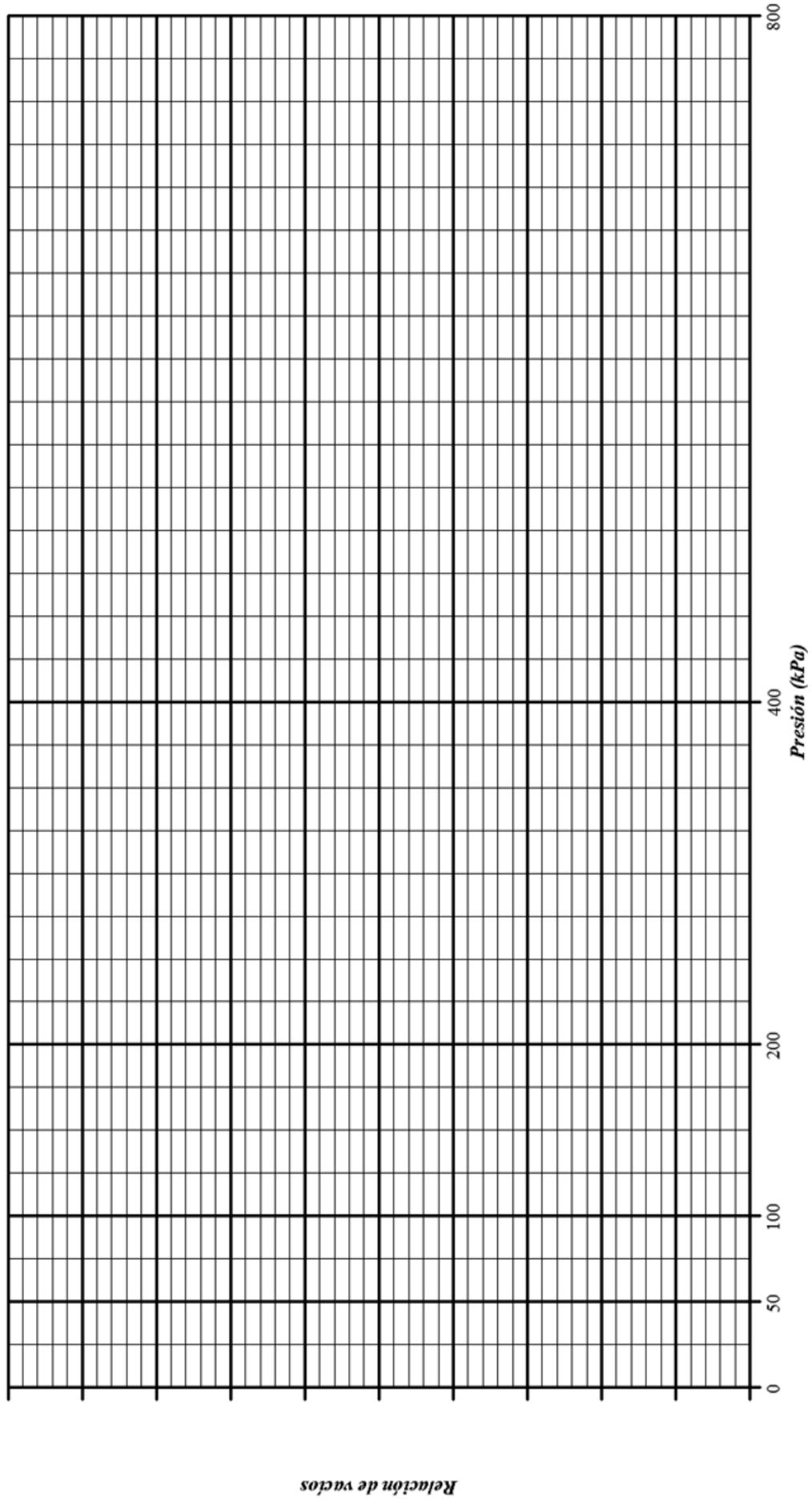
Anexo 6.7 Ficha para la determinación del coeficiente de consolidación (C_v)

FICHA DE LABORATORIO UNIVERSIDAD DEL AZUAY PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 6 CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN								
Realizado por: _____				Fecha: _____				
Grupo: _____				Ficha: 3/6				
h_0 : _____ cm h_5 : _____ cm		T_{50} : _____ Drenaje: _____						
Determinación de la relación de vacíos (e)				Determinación del coeficiente de consolidación (C_v)				
Incremento de presión (kPa)	Deformación para cada incremento de presión d (cm)	h $h_0 - d$ (cm)	e $(h - h_s)/h_s$	Tiempo para el 50% de la consolidación primaria t_{50} (min)	Deformación para el 50% de la consolidación primaria d_{50} (cm)	$h_{50} - d_{50}$ (cm)	H_{dr} $h_{50} \text{ ó } h_{50}/2$ (cm)	Coeficiente de consolidación $C_v = (T_{50} \times H_{dr}^2) / t_{50}$ (cm ² /min)
Observaciones: _____								

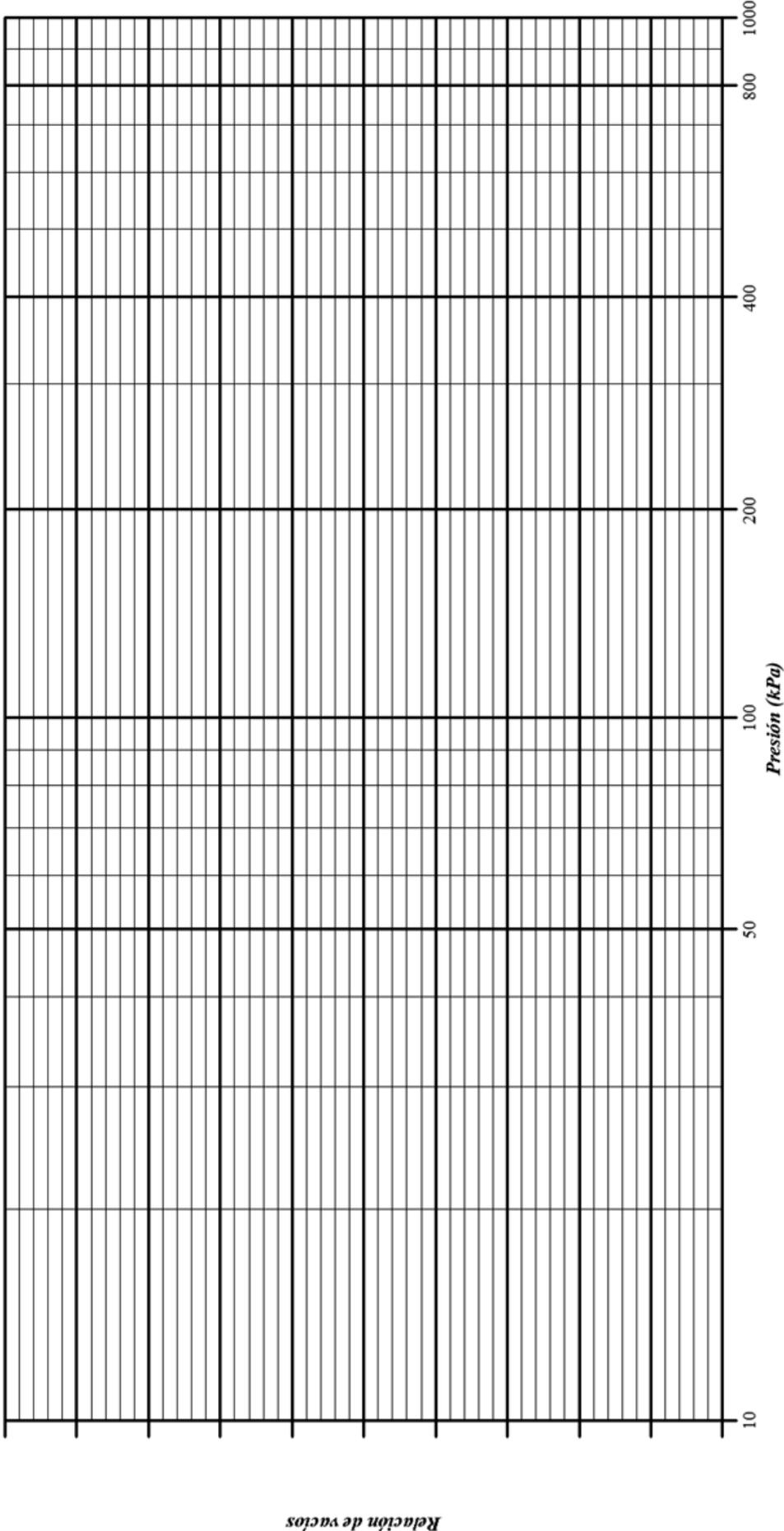
Anexo 6.8 Ficha correspondiente al proceso de descarga

FICHA DE LABORATORIO				
UNIVERSIDAD DEL AZUAY				
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 6				
CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL PROCESO DE DESCARGA				
Realizado por: _____				
Grupo: _____			Fecha: _____	
				Ficha: 4/6
kmicrómetro: 0.002 mm/división h_0 : _____ mm h_5 : _____ mm				
Disminución de presión (kPa)	Lectura del micrómetro (divisiones)	Deformación $d = k_{mic} \times \text{lectura}$ (mm)	Altura de la muestra $h_{des} = h_0 - d$ (mm)	e $(h_{des} - h_5)/h_5$
Observaciones: _____				

Anexo 6.9.1 Formato para trazar la curva de compresibilidad (escala natural)



Anexo 6.9.2 Formato para trazar la curva de compresibilidad (escala semilogarítmica)



Relación de vacíos

Presión (kPa)

Anexo 6.10 Ficha para la determinación indirecta del coeficiente de permeabilidad

	 FICHA DE LABORATORIO UNIVERSIDAD DEL AZUAY									
	PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 6 DETERMINACIÓN INDIRECTA DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD A LA TEMPERATURA DE ENSAYO									
Realizado por:										
Grupo:					Fecha: 5/6					
γ_w :	_____ kN/m ³									
	Coeficiente de variación volumétrica					Coeficiente de permeabilidad				
Incremento de presión P (kPa)	Variación de la presión ΔP (kPa)	Presión media P_{med} (kPa)	Coeficiente de consolidación C_v (m ² /min)	Relación de vacíos e	Relación de vacíos media e_{med}	Variación de la relación de vacíos Δe	Coeficiente de compresibilidad $a_v = \Delta e / \Delta P$ (m ² /kN)	Coeficiente de variación volumétrica $m_v = a_v / (1 + e_{med})$ (m ² /kN)	Coeficiente de permeabilidad $k = C_v \times m_v \times \gamma_w$ (m/min)	Coeficiente de permeabilidad k (cm/s)
Observaciones:										

Anexo 6.11 Ficha correspondiente a la corrección del coeficiente de permeabilidad

FICHA DE LABORATORIO				
UNIVERSIDAD DEL AZUAY				
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS N° 6				
DETERMINACIÓN INDIRECTA DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD A 20°C				
Realizado por: _____				
Grupo: _____			Fecha: _____	
				Ficha: <u>6/6</u>
Incremento de presión P (kPa)	Temperatura de ensayo T°C	Coeficiente de permeabilidad a la T°C de ensayo k (cm/s)	Coeficiente de viscosidad $\eta_{T^{\circ}C} / \eta_{20^{\circ}C}$	Coeficiente de permeabilidad a 20°C $k_{20^{\circ}C} = k \times \eta_{T^{\circ}C} / \eta_{20^{\circ}C}$ (cm/s)
Observaciones: _____				

Anexo 6.12 Corrección de la viscosidad para $\eta_{T^{\circ}C}/\eta_{20^{\circ}C}$

Temperatura (°C)	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
10	1.3012	1.2976	1.2940	1.2903	1.2867	1.2831	1.2795	1.2759	1.2722	1.2686
11	1.2650	1.2615	1.2580	1.2545	1.2510	1.2476	1.2441	1.2406	1.2371	1.2336
12	1.2301	1.2260	1.2234	1.2201	1.2168	1.2135	1.2101	1.2068	1.2035	1.2001
13	1.1968	1.1936	1.1905	1.1873	1.1841	1.1810	1.1777	1.1746	1.1714	1.1683
14	1.1651	1.1621	1.1590	1.1560	1.1529	1.1499	1.1469	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	1.1085
16	1.1056	1.1028	1.0999	1.0971	1.0943	1.0915	1.0887	1.0859	1.0830	1.0802
17	1.0774	1.0747	1.0720	1.0693	1.0667	1.0640	1.0613	1.0586	1.0560	1.0533
18	1.0507	1.0480	1.0454	1.0429	1.0403	1.0377	1.0351	1.0325	1.0300	1.0274
19	1.0248	1.0223	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	0.8465	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	0.7948
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

Fuente: Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil. (Bowles, 1980)

CONCLUSIONES

Mediante este trabajo de titulación, se elaboraron las guías metodológicas para los ensayos de laboratorio de la asignatura de Mecánica de Suelos, usando la norma ASTM D, NTE INEN y la bibliografía indicada para cada ensayo, las cuales se encuentran desarrolladas en el **Capítulo III**.

Dentro de cada uno de los ensayos, se identificaron algunos posibles problemas que pudieran desencadenarse al momento de efectuar cada práctica de laboratorio, los mismos que han sido considerados en el procedimiento de las guías metodológicas a fin de evitar la pérdida de tiempo por parte de los estudiantes y la imprecisión en los resultados obtenidos.

El resultado del ensayo del contenido de agua, después de un período de secado de 24 horas fue de 9.83%.

En el ensayo de gravedad específica se trituró la muestra de suelo, a fin de destruir los poros impermeables y permeables presentes en los granos de suelo, evitándose de esta manera un resultado falso de G_s , ya que al emplear el método gravimétrico los poros impermeables ocupan un volumen que se considera en los cálculos como sólido, lo cual modificaría el valor de la gravedad específica. La gravedad específica de nuestra muestra de suelo fue de 2.66.

En el análisis granulométrico por tamizado se procedió a lavar previamente la muestra secada al horno, a fin de determinar en este mismo ensayo el porcentaje de suelo más fino que $75 \mu\text{m}$ (% que pasa el tamiz N°200). En el mismo se determinó que la muestra ensayada poseía un 61% de material más fino que el tamiz N°200.

El resultado del ensayo de los límites de consistencia o de Atterberg de la muestra ensayada fue de: límite líquido de 48% y del límite plástico de 24%. Tanto el límite líquido como el límite plástico se encuentran supeditados a la percepción de quien realiza el ensayo, en el caso del primero se hace referencia a la percepción visual para que la ranura se cierre 12.7 mm, mientras que en el ensayo de límite plástico hablamos de la percepción visual para que el rollo de suelo se agriete al alcanzar los 3 mm de diámetro.

En cuanto a la compactación del suelo, para una energía de compactación Proctor Estándar de $591.3 \text{ kN} \times \text{m}/\text{m}^3$, se obtuvo un contenido de agua óptimo de 23.00% y una densidad seca máxima de $1.54 \text{ g}/\text{cm}^3$. Mientras tanto que para una energía de compactación Proctor Modificado de $2026 \text{ kN} \times \text{m}/\text{m}^3$, se alcanzó un contenido de agua óptimo de 18.93% y una densidad seca máxima de $1.68 \text{ g}/\text{cm}^3$. Mediante los resultados obtenidos en la prueba de compactación tipo Proctor es posible observar que debido al incremento de la energía de compactación, en la prueba Proctor Modificado se posee una mayor densidad seca máxima y un decremento del contenido de agua óptimo respecto a la prueba Proctor Estándar.

Los resultados del ensayo de consolidación unidimensional están incluidos en el **Capítulo III**. En lo referente a este ensayo, es complicado conseguir una saturación inicial de la muestra cercana al 100%, como consecuencia de lo difícil que resulta eliminar el aire atrapado en los vacíos del suelo; por esta razón se despreció el cálculo de los coeficientes de consolidación y permeabilidad para una carga de 0-50 kPa. Adicionalmente, a través del ensayo edométrico fue posible calcular de forma indirecta, el coeficiente de permeabilidad que para la muestra de suelo ensayada fue $2.645 \times 10^{-5} \text{ cm}/\text{s}$ y la presión de expansión que tuvo un valor de 34.9 kPa.

Todas las guías metodológicas desarrolladas se realizaron conforme las normas que rigen cada uno de los diferentes ensayos y con los equipos existentes en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Escuela de Ingeniería Civil y Gerencia de Construcciones, de la Universidad del Azuay, pudiendo en un futuro incrementarse el número de ensayos mediante la adquisición e innovación de equipos.

BIBLIOGRAFÍA

- Armas Novoa, R. (7 de Diciembre de 2017). Determinación del contenido de agua. Cuenca, Azuay, Ecuador.
- Armas Novoa, R. (20 de diciembre de 2017). Introducción a la compactación tipo Proctor Estándar y Modificado. Cuenca, Azuay, Ecuador.
- Armas Novoa, R., & Horta Mestas, E. (1987). Presas de tierra. Habana, Cuba: Ispjae.
- ASTM. (1963 reapproved 1998). Patente n° D 422. United States of America.
- ASTM. (2002). Patente n° D 854. United State of America.
- ASTM. (2003). Patente n° D 2435. United States of America.
- Aysen, A. (2002). Soil Mechanics. Basic Concepts and Engineering Applications. Amsterdam, The Netherlads: Balkema Publishers.
- Bowles, J. E. (1980). Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil. Bogotá, Colombia: McGraw-Hill Inc.
- Bowles, J. E. (1997). FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN. Illinois, USA: McGraw-Hill.
- Budhu, M. (2015). Soil Mechanics Fundamentals. Arizona, USA: Wiley Blackwell.
- Cernica, J. N. (1995). Geotechnical Engineering: Soil Mechanics. Youngstown, USA: Copyright.
- Crespo Villalaz, C. (2004). Mecánica de Suelos y Cimentaciones. México D.F., México: Limusa.
- Das, B. M. (2001). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. México D.F.: Cengage Learning Editores S.A.
- Das, B. M. (2002). Soil Mechanics Laboratory Manual. New York, USA: Oxford University.
- Das, B. M. (2010). Principles of Geotechnical Engineering. Canadá, Canadá: Cengage Learning.
- Das, B. M. (2015). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Sacramento, USA: Cengage Learning Editores S.A.
- Das, B. M. (2016). Principles of Foundation Engineering. Boston, USA: Cengage Learning.
- Duque E, G., & Escobar, C. E. (2018). Origen formación y constitución del suelo, fisicoquímica de las arcillas. Bogotá, Colombia: Universidad Nacional de Colombia.

- Head, K. H. (2006). *Manual of Soil Laboratory Testing*. Boca Raton, USA: Whittles Publishing.
- HUMBOLDT. (2012). USA.
- Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. (2005). *Mecánica de Suelos. Tomo1. Fundamentos de la Mecánica de Suelos*. México DF, México: Limusa.
- NTE INEN. (1982 reprobado en 2005). MECÁNICA DE SUELOS. DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE AGUA. MÉTODO DEL SECADO AL HORNO. INEN 690. Quito, Pichincha, Ecuador: INEN.
- NTE INEN. (1982 reprobado en 2005). MECÁNICA DE SUELOS. DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO. MÉTODO DE CASAGRANDE. Quito, Pichincha, Ecuador: INEN.
- NTE INEN. (1982 reprobado en 2005). MECÁNICA DE SUELOS. DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO. Quito, Pichincha, Ecuador: INEN.
- NTE INEN. (1982 reprobado en 2005). MECÁNICA DE SUELOS. PREPARCIÓN DE MUESTRAS ALTERADAS PARA ENSAYOS. Quito, Pichincha, Ecuador: INEN.
- Terzaghi, K., Peck, R., & Mesri, G. (1996). *SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE THIRD EDITION*. New York, USA: Copyright.