

COMPARACIÓN DE LOS ASENTAMIENTOS DE LOS SUELOS ARCILLOSOS  
EN MODELOS A ESCALA CON LOS ESTIMADOS POR MEDIO DE LA TEORÍA  
DE LA CONSOLIDACIÓN

ALVARO ANDRÉS RUEDA LIZARAZO  
IVÁN ANDRÉS JAIMES SAAVEDRA

UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA  
SECCIONAL BUCARAMANGA  
ESCUELA DE INGENIERÍAS  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
2014

COMPARACIÓN DE LOS ASENTAMIENTOS DE LOS SUELOS ARCILLOSOS  
EN MODELOS A ESCALA CON LOS ESTIMADOS POR MEDIO DE LA TEORÍA  
DE LA CONSOLIDACIÓN

ALVARO ANDRÉS RUEDA LIZARAZO  
IVÁN ANDRÉS JAIMES SAAVEDRA

Tesis de grado como requisito para optar al título de Ingeniero Civil

Director:  
GERARDO BAUTISTA GARCÍA  
Msc. Ingeniería Civil

UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA  
SECCIONAL BUCARAMANGA  
ESCUELA DE INGENIERÍAS  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
2014

Nota de aceptación

---

---

---

---

---

---

Presidente del jurado

---

Jurado

---

Jurado

Bucaramanga, Junio 2014

## DEDICATORIAS

Dedico este trabajo a Dios todopoderoso por haber iluminado mi camino, guiarme en todo momento y poner en mi vida a todas las personas que me han ayudado a ser una mejor persona. A mis padres Álvaro Rueda Niño y Catalina Lizarazo Leal y a mi hermana Lina Rueda quienes día a día con sus palabras de aliento han sido el motor de mi vida y han creado en mí el hambre de conocimiento y las ganas de ser mejor en cada momento. A mi abuela Josefa Niño quien con su sonrisa, sus oraciones y sus abrazos me dio la energía para continuar a pesar de todos los problemas que se presentaron. A mis abuelos difuntos Santiago Lizarazo, Rosa María Leal y Heriberto Rueda de quienes herede el compromiso con la profesión, la sabiduría, la humildad y el amor con el que debo llevar a cabo todas mis actividades.

Álvaro Andrés Rueda Lizarazo

Este proyecto va dedicado primordialmente a Dios, por guiarme por el buen camino durante este tiempo. A mis padres, porque gracias a ellos hoy logro ver alcanzada una de mis grandes metas, ya que siempre me motivaron cuando el camino se llenaba de adversidades e hicieron todo lo posible por darme una carrera para mi futuro y por creer en mí. Les agradezco de todo corazón que estén a mi lado.

Iván Andrés Jaimes Saavedra

## **AGRADECIMIENTOS**

A nuestra alma mater, la Universidad Pontificia Bolivariana Seccional Bucaramanga, y a la facultad de Ingeniería Civil quienes nos proporcionaron el conocimiento y los medios para realizar el trabajo de la manera más profesional posible.

Al director del proyecto, Ing. Gerardo Bautista García por su apoyo y conocimiento al desarrollo del trabajo de grado.

Al personal de laboratorio, la Ing. Luz Marina Torrado, Heli Rueda y Vicente Páez, por toda la ayuda y sabiduría que proporcionaron al desarrollo del proyecto.

A todos los docentes, quienes con sus clases y su dedicación en el oficio de maestros aportaron cada uno al desarrollo profesional e intelectual de cada uno de nosotros.

A nuestros compañeros quienes de diferentes maneras nos apoyaron en la realización de todo el trabajo, siendo su compañía y amistad el motor del mismo.

A nuestro compañero Jaime Fonseca quien muy amablemente nos proporcionó el material arcilloso con el cual se desarrollaron los ensayos de laboratorio y de campo.

## TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCION .....	16
1. JUSTIFICACION.....	17
2. ALCANCE .....	18
3. OBJETIVOS.....	19
3.1 Objetivo General.....	19
3.2 Objetivos específicos.....	19
4. MARCO TEORICO .....	20
4.1 Suelos inorgánicos .....	20
4.2 Granulometría de los suelos .....	21
4.3 Plasticidad y límites de Atterberg .....	23
4.4 Sistemas de clasificación de suelos .....	25
4.4.1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) .....	25
4.4.2 Sistema de Clasificación de suelos de la AASHTO .....	27
4.5 Propiedades físicas básicas de los suelos .....	29
4.5.1 Relación de Vacíos (e) .....	30
4.5.2 Porosidad (n) .....	30
4.5.3 Volumen específico (v) .....	31
4.5.4 Grado de saturación ( $S_r$ ) .....	31
4.5.5 Peso específico relativo de los sólidos y densidad de partículas .....	31
4.5.6 Contenido de humedad (m) .....	31
4.5.7 Densidades de los suelos .....	32
4.5.8 Pesos unitarios .....	33
4.6 Interacción del agua y la fase solida .....	33
4.7 Compactación de suelos .....	34
4.7.1 Relación entre la densidad seca máxima y el contenido de humedad .....	36
4.8 Compresibilidad y asentamiento .....	37
4.8.1 Consolidación Inicial .....	41
4.8.2 Consolidación Primaria o Hidrodinámica .....	42

4.8.3 Porcentaje de Consolidación .....	43
4.8.4 Compresión Secundaria .....	46
4.8.5 Distribución de esfuerzos en una masa de suelo .....	49
4.8.6 Análisis de Asentamientos en suelos arcillosos .....	53
5. METODOLOGIA .....	55
5.1 Procedencia del Material .....	55
5.2 Caracterización Materiales Empleados .....	55
5.2.1 Granulometría de agregados gruesos y finos (INV. E-213).....	56
5.2.2 Ensayo para determinar el contenido de humedad de suelos y rocas, con base en la masa (NTC. 1495) .....	56
5.2.3 Método de ensayo para la determinación del límite líquido, del límite plástico y del índice de plasticidad de los suelos cohesivos (NTC. 4630) .....	57
5.2.4 Ensayo Normal de Compactación (INV. E-141-07) .....	59
5.2.5 Método de ensayo para determinar las propiedades de consolidación unidimensional de los suelos (NTC. 1967) .....	60
5.2.6 Caracterización material.....	63
5.2.7 Modelo a Escala.....	63
6. RESULTADOS.....	64
6.1 Caracterización materiales empleados.....	64
6.1.1 Granulometría de agregados gruesos y finos (INV. E-213).....	64
6.1.2 Método de ensayo para la determinación del límite líquido, del límite plástico y del índice de plasticidad de los suelos cohesivos (NTC. 4630) .....	66
6.1.3 Sistemas de clasificación de suelos .....	67
6.1.3.1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) .....	67
6.1.4 Ensayo Normal de Compactación (INV. E-141-07) .....	69
6.1.5 Método de ensayo para determinar las propiedades de consolidación unidimensional de los suelos (NTC. 1967) .....	70
6.1.6 Determinación de la masa usada en el modelo a escala .....	83
7. ANALISIS DE RESULTADOS.....	84

7.1 Mediciones en Campo Deformimetro 1 .....	85
7.2 Mediciones en Campo Deformimetro 2 .....	88
7.3 Calculo de asentamiento por medio de la ecuación de la teoría de la consolidación (utilizando el valor promedio) .....	90
7.3.1 Estimación del Asentamiento del Ensayo de Consolidación 1 .....	90
7.3.2 Estimación del Asentamiento del Ensayo de Consolidación 2 .....	94
7.3.3 Estimación del Asentamiento del Ensayo de Consolidación 3 .....	96
7.4 Calculo de asentamiento por medio de la ecuación de la teoría de la consolidación (utilizando una integral que acoge todos los valores de profundidad) .....	98
7.4.1 Estimación del Asentamiento del Ensayo de Consolidación 1 .....	99
7.4.2 Estimación del Asentamiento del Ensayo de Consolidación 2 .....	108
7.4.3 Estimación del Asentamiento del Ensayo de Consolidación 3 .....	117
7.5 Comparación de resultados .....	124
7.5.1 Comparación de asentamientos entre el método que utiliza el valor promedio y el asentamiento obtenido en el modelo a escala .....	124
7.5.2 Comparación de asentamientos entre el método que utiliza la integral y el asentamiento obtenido en el modelo a escala .....	125
7.5.3 Comparación de los dos métodos de cálculo .....	126
8. CONCLUSIONES .....	127
9. RECOMENDACIONES .....	129
10. BIBLIOGRAFIA .....	131
11. ANEXOS .....	133

## LISTA DE TABLAS

		PAG.
TABLA 1	Estados de consistencia	24
TABLA 2	Ensayos granulométricos	64
TABLA 3	Ensayos limites	66
TABLA 4	Ensayos compactación	69
TABLA 5	Altura – T90 Consolidación 1	78
TABLA 6	Carga – t90 –CV Consolidación 1	78
TABLA 7	Altura – T90 Consolidación 2	79
TABLA 8	Carga – t90 –CV Consolidación 2	79
TABLA 9	Altura – T90 Consolidación 3	81
TABLA 10	Carga – t90 –CV Consolidación 3	81
TABLA 11	Caracterización material	83
TABLA 12	Deformimetro 1	85
TABLA 13	Deformimetro 2	88
TABLA 14	Esfuerzo puntual (Alturas)	92
TABLA 15	Esfuerzo puntual consolidación 1	92
TABLA 16	Esfuerzo puntual (Alturas)	94
TABLA 17	Esfuerzo puntual consolidación 2	94
TABLA 18	Esfuerzo puntual (Alturas)	96
TABLA 19	Esfuerzo puntual consolidación 3	96
TABLA 20	Profundidad 10 cm	99
TABLA 21	Profundidad 20 cm	100
TABLA 22	Profundidad 30 cm	100
TABLA 23	Profundidad 40 cm	101
TABLA 24	Profundidad 50 cm	101
TABLA 25	Profundidad 60 cm	102
TABLA 26	Profundidad 70 cm	102
TABLA 27	Profundidad 80 cm	103
TABLA 28	Profundidad 90 cm	103
TABLA 29	Esfuerzo integral Consolidación 1	107
TABLA 30	Profundidad 10 cm	108
TABLA 31	Profundidad 20 cm	109
TABLA 32	Profundidad 30 cm	109
TABLA 33	Profundidad 40 cm	110
TABLA 34	Profundidad 50 cm	110
TABLA 35	Profundidad 60 cm	111
TABLA 36	Profundidad 70 cm	111
TABLA 37	Profundidad 80 cm	112
TABLA 38	Profundidad 90 cm	112
TABLA 39	Esfuerzo integral consolidación 2	116

TABLA 40	Profundidad 20 cm	117
TABLA 41	Profundidad 30 cm	117
TABLA 42	Profundidad 40 cm	118
TABLA 43	Profundidad 50 cm	118
TABLA 44	Profundidad 60 cm	119
TABLA 45	Profundidad 70 cm	119
TABLA 46	Profundidad 80 cm	120
TABLA 47	Profundidad 90 cm	120
TABLA 48	Esfuerzo integral consolidación 3	123
TABLA 49	Deformímetros modelo escala	124
TABLA 50	Asentamientos totales	124
TABLA 51	Deformímetros modelo escala	125
TABLA 52	Asentamientos totales	125

## LISTA DE FIGURAS

		PAG.
FIGURA 1	Curva Granulométrica.	23
FIGURA 2	Carta de plasticidad	26
FIGURA 3	Sistema clasificación AASHTO	28
FIGURA 4	Modelo de tres Fases	29
FIGURA 5	Modelo de suelo de volumen sólido unitario	30
FIGURA 6	Densidad seca vs Contenido de humedad	36
FIGURA 7	Consolidometro	38
FIGURA 8	Consolidación como una función del esfuerzo efectivo	39
FIGURA 9	Comparación del asentamiento	40
FIGURA 10	Curva tiempo-asentamiento	41
FIGURA 11	Esfuerzos durante la consolidación	42
FIGURA 12	Consolidación con relación al tiempo	44
FIGURA 13	Curva teórica de consolidación primaria	45
FIGURA 14	Método de la raíz cuadrada del tiempo	46
FIGURA 15	Compresión secundaria	47
FIGURA 16	Método del logaritmo del tiempo	48
FIGURA 17	Esfuerzo vertical por carga puntual en la superficie	50
FIGURA 18	Esfuerzo vertical bajo la esquina de un área rectangular flexible	51
FIGURA 19	Esfuerzos verticales por superposicion	52
FIGURA 20	Métodos curva influencia asentamientos	54
FIGURA 21	Curva de consolidación	61
FIGURA 22	Curva de compresibilidad	62
FIGURA 23	Ensayos granulométricos	65
FIGURA 24	Gráfica de plasticidad SUCS	67
FIGURA 25	Consolidación 1A	70
FIGURA 26	Consolidación 1A	71
FIGURA 27	Consolidación 1B	72
FIGURA 28	Consolidación 1B	73
FIGURA 29	Consolidación 1C	74
FIGURA 30	Consolidación 1C	75
FIGURA 31	Consolidación 1D	76
FIGURA 32	Consolidación 1D	77
FIGURA 33	Relación de vacíos vs presión	78
FIGURA 34	Relación de vacíos vs presión	80
FIGURA 35	Relación de vacíos vs presión	82
FIGURA 36	Consolidación modelo escala	86
FIGURA 37	Máxima consolidación deformimetro 1	87
FIGURA 38	Consolidación modelo escala	89
FIGURA 39	Máxima consolidación deformimetro 2	90

FIGURA 40	Esfuerzo puntual consolidación 1	93
FIGURA 41	Esfuerzo puntual consolidación 2	95
FIGURA 42	Esfuerzo puntual consolidación 3	97
FIGURA 43	Relación de vacíos vs logaritmo de presión (10cm a 30 cm)	104
FIGURA 44	Relación de vacíos vs logaritmo de presión (40cm a 60cm)	105
FIGURA 45	Relación de vacíos vs logaritmo de presión (70cm a 80 cm)	106
FIGURA 46	Esfuerzo integral consolidación 1	107
FIGURA 47	Relación de vacíos vs logaritmo de presión (10cm a 30 cm)	113
FIGURA 48	Relación de vacíos vs logaritmo de presión (40cm a 60cm)	114
FIGURA 49	Relación de vacíos vs logaritmo de presión (70cm a 80 cm)	115
FIGURA 50	Relación de vacíos vs logaritmo de presión (20cm a 50cm)	121
FIGURA 51	Relación de vacíos vs logaritmo de presión (60cm a 90cm)	122
FIGURA 52	Esfuerzo integral consolidación 3	123

## LISTA DE ANEXOS

		PAG.
ANEXO A	Ensayos de granulometría	133
ANEXO B	Ensayos de límite líquido – límite plástico	137
ANEXO C	Ensayos de proctor estándar	144
ANEXO D	Ensayos de consolidación unidimensional 1	148
ANEXO E	Ensayos de consolidación unidimensional 2	155
ANEXO F	Ensayos de consolidación unidimensional 3	162
ANEXO G	Ciclo de descarga 1	169
ANEXO H	Ciclo de descarga 2	172
ANEXO I	Ciclo de descarga 3	175
ANEXO J	Registro fotográfico	178
ANEXO K	Análisis granulométrico de agregados gruesos y finos	186
ANEXO L	Ensayo normal de compactación	196
ANEXO M	Ensayo contenido de humedad en los suelos	210
ANEXO N	Ensayo limite liquido–limite plástico –índice plasticidad	228
ANEXO O	Ensayo consolidación unidimensional	264

## RESUMEN

**TITULO:** COMPARACIÓN DE LOS ASENTAMIENTOS DE LOS SUELOS ARCILLOSOS EN MODELOS A ESCALA CON LOS ESTIMADOS POR MEDIO DE LA TEORÍA DE LA CONSOLIDACIÓN.

**AUTOR(ES):** ALVARO ANDRES RUEDA LIZARAZO  
IVAN ANDRES JAIMES SAAVEDRA

**FACULTAD:** Facultad de Ingeniería Civil

**DIRECTOR:** GERARDO BAUTISTA GARCIA.

Cuando un material es sometido a esfuerzos, se presentan cambios y/o deformaciones, que varían en el tiempo con respecto a las propiedades físicas del mismo. Las características del suelo (deformación/tiempo de asentamiento/esfuerzo) dependerán no solo del tipo de suelo y su estado actual, sino también de la forma en que es cargado, de su ubicación, y de las diferentes relaciones volumétricas y gravimétricas que presente, entre otras. Por lo tanto es necesario estudiar estas características del suelo, ya que es fundamental poder predecir los asentamientos que presentará un estrato cuando sobre él se ubica una edificación que ejercerá una carga permanente.

Para el desarrollo del presente proyecto de grado, se fabricó un modelo a escala, el cual consistía en un cajón hecho con ladrillo H-10 que ayudaba a confinar un material arcilloso (Suelo de la región de Santander), dicho estrato se compacto y posteriormente fue estudiado y analizado día a día midiendo su asentamiento por medio de 2 deformímetros aplicando una carga de  $0.01 \text{ kg/cm}^2$ , de esta manera se simuló un ensayo de consolidación a escala real.

Se encontró una similitud considerable entre los resultados obtenidos en el modelo a escala y los estimados mediante la teoría de la consolidación, por lo tanto se da validez a la teoría de la consolidación planteada por Terzaghi en los suelos de la región.

**Palabras clave:** Consolidación, Arcilla, Asentamiento, Relación de vacíos, Esfuerzos.

## **ABSTRACT**

**TITLE:** COMPARISON OF THE SETTLEMENTS OF THE CLAY SOILS IN SCALE MODELS WITH THE ESTIMATED BY THE THEORY OF THE CONSOLIDATION.

**AUTHORS:** ALVARO ANDRES RUEDA LIZARAZO  
IVAN ANDRES JAIMES SAAVEDRA

**FACULTY:** Faculty of civil engineering

**DIRECTOR:** GERARDO BAUTISTA GARCIA.

When a material is submitted to efforts, they present changes and / or deformations, which change in the time with regard to the physical properties of the same one. The characteristics of the soil (deformation / time of settlement / effort) will depend not only on the type of soil and his current condition, but also on the form in which it is loaded, of his location, and the different relations volumetric and gravimetric that present, between others. Therefore it is necessary to study these characteristics of the soil, since it is it fundamental be able to predict the settlements that a stratum will present when on him there is located a building that will exercise a permanent load.

For the development of the present project of degree, a scale model was made, that consisted of a box done with brick H-10 that was helping to confine a clayey material (Soil of the region of Santander), this layer was compacted and later it was studied and analyzed day after day measuring the daily settlement using 2 gages applying a load of  $0.01 \text{ kg / cm}^2$ , thereby was simulated a real scale model.

A considerable similarity was found between the results of the scale model and estimated by the theory of consolidation, therefore the theory proposed by Terzaghi in the soils of the region is given validity.

**Keywords:** Consolidation, Clay, Settlement, Void ratio, Efforts.

## INTRODUCCION

Para realizar este proyecto de grado se tomaron como punto de partida los trabajos que previamente ahondaron sobre el tema; específicamente los estudios del Dr. Karl Von Terzaghi con el objetivo de desarrollar una ecuación de asentamientos en suelos cohesivos por medio de la teoría de la consolidación; basándose en un modelo originalmente sugerido por Lord Kelvin.

Terzaghi planteó que el asentamiento en un estrato arcilloso con un espesor denotado por la letra H, debido a un proceso de consolidación unidimensional inducido por una sobrecarga que actúa sobre la superficie del estrato; este proceso puede determinarse por medio de la siguiente formula:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e} \cdot H \quad (1)$$

$$\Delta H = \int_0^H \frac{\Delta e}{1+e_0} dz \quad (2)$$

Dónde:

$\Delta H$ = Deformación total del estrato arcilloso (sin importar las condiciones de drenaje).

$\Delta e$ = Variación en la relación de vacíos debido a la sobrecarga inducida.

$e$ = Relación de vacíos.

$H$ = Espesor total del estrato arcilloso (sin importar las condiciones de drenaje).

En este trabajo de grado se comparará los asentamientos estimados a partir de los resultados de ensayos de consolidación con ayuda de las ecuaciones 1 y 2 y los asentamientos medidos en un modelo a escala.

## 1. JUSTIFICACION

Los asentamientos en suelos arcillosos deben calcularse por medio de la teoría de la consolidación la cual es válida bajo ciertas condiciones; tales como la saturación total del estrato arcilloso y la incompresibilidad del agua y las partículas del mismo. La teoría de la consolidación está basada en la analogía mecánica de Terzaghi la cual explica que al aplicar una carga estática a un suelo las deformaciones no se presentarán de manera inmediata, sino que tomara un tiempo que puede tardar desde segundos hasta años; además podrá presentar una deformación volumétrica que cambia el volumen pero no la forma y una deformación desviadora que cambia la forma pero no el volumen.

A lo largo del desarrollo de la ingeniería de suelos en Colombia se observa que no se ha hecho uso de la teoría de la consolidación ya que se ha utilizado el ensayo de penetración estándar (SPT) para la estimación del asentamiento total en todo tipo de suelos; el ensayo consiste en medir el número de golpes que necesita una cuchara robusta y hueca para que se introduzca a una determinada profundidad que permite tomar una muestra alterada del suelo que se pretende estudiar. Este planteamiento no aplica en la estimación de asentamientos en estratos arcillosos ya que los estudios muestran que para este tipo de estratos es necesaria la utilización de la teoría de consolidación. La obtención de asentamientos por correlación con el número de golpes del ensayo de penetración estándar es solo válida para suelos arenosos.

De acuerdo a lo anteriormente mencionado, este trabajo de grado pretende resaltar la importancia de la utilización de la teoría de la consolidación para suelos cohesivos en la estimación de asentamientos en estratos arcillosos.

## **2. ALCANCE**

El siguiente trabajo de grado pretende únicamente realizar una comparación para un tipo de arcilla presente en el área metropolitana de Bucaramanga para comparar los asentamientos producidos bajo cargas estáticas con los estimados con la ecuación número 1. Este proyecto no pretende realizar modificación alguna a la ecuación diferencial de la consolidación unidimensional planteada por Terzaghi.

Los ensayos de consolidación que se van a realizar en el presente trabajo, será diseñados para cargas bajas ya que las presiones aplicadas en campo al estrato arcilloso no superara 1Ton/m<sup>2</sup>.

### **3. OBJETIVOS**

#### **3.1 Objetivo General**

Medir los asentamientos producidos en arcillas de la región sometidos a presiones verticales y compararlos con los estimados a partir de la teoría de la consolidación

#### **3.2 Objetivos específicos**

- Buscar posibles fuentes de material para escoger una.
- Realizar los ensayos de clasificación del material escogido.
- Determinar la humedad óptima y el peso específico seco máximo del material seleccionado mediante el ensayo proctor modificado.
- Realizar tres ensayos de consolidación sobre el material compactado con la humedad óptima.
- Compactar el material con la humedad óptima en excavaciones confinadas.
- Aplicar una carga estática de  $0.01 \text{ kg/cm}^2$  que cause el asentamiento del material
- Medir las deformaciones sucedidas día a día en los modelos hasta que se produzca el asentamiento total.
- Analizar los datos teóricos y experimentales para establecer una correspondencia entre los asentamientos estimados y los realmente medidos

## 4. MARCO TEORICO

Existen dos grandes grupos de suelos, los gruesos y los finos; sin embargo este trabajo de grado pretende tratar únicamente los suelos finos, que se caracterizan por su tamaño inferior a la abertura del tamiz número 200 (0.074 mm). Existen grupos de suelos finos de acuerdo con su plasticidad de los cuales dependen las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos (relaciones esfuerzos vs deformación, resistencia al corte, permeabilidad y compresibilidad). Un suelo se considera fino si más del 50% de una muestra representativa pasa por el tamiz número 200 (0.074 mm) <sup>1</sup>. Los suelos finos se dividen a su vez en 3 grandes grupos de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S):

### 4.1 Suelos inorgánicos

#### **Limos Inorgánicos:**

- De Baja Compresibilidad
- De Alta Compresibilidad

#### **Arcillas Inorgánicas:**

- De Baja Compresibilidad
- De Alta Compresibilidad

La arcilla es la parte más fina del suelo y muchas de sus partículas no son visibles incluso bajo el microscopio. Tiene fuertes propiedades de retención para el agua y las sustancias químicas. La mayoría de las arcillas se pueden reconocer fácilmente ya que al perder agua se agrietan y forman terrones muy duros. La arcilla absorbe muy lentamente el agua, pero una vez que lo hace es capaz de retenerla en grandes cantidades y entonces dilatarse hasta alcanzar más del doble de su volumen. La arcilla se torna muy adhesiva al humedecerse, y cuando se sostiene en la mano se adhiere a los dedos. Cuando los suelos arcillosos están húmedos se vuelven demasiado adhesivos para trabajarlos y cuando están secos son demasiado resistentes al laboreo.

Otro aspecto importante para tener en cuenta es la consolidación unidimensional la cual busca determinar el decremento de volumen de un estrato y la velocidad con la que esta se produce cuando se encuentra en un estado de confinamiento y sujeto a una carga axial. En un material arcilloso se presentan dos tipos de consolidación, la primaria que se da por expulsión de agua y la secundaria que se da por el reacomodo de partículas, después de

realizar la prueba de laboratorio se dibuja una curva de consolidación por cada ciclo de carga y descarga; para cada curva se halla su relación de vacíos ( $e$ ) al final de cada ciclo mediante relaciones volumétricas y gravimétricas. Con estas relaciones de vacíos ( $e$ ) al final de cada ciclo y los esfuerzos aplicados se construye la curva de compresibilidad y de ella se obtienen las relaciones de vacíos ( $e$ ) requeridas para calcular los asentamientos según la ecuación (1).

A partir de la teoría de la consolidación surge la ecuación diferencial de la consolidación unidimensional, la cual busca encontrar el grado de consolidación a una profundidad  $z$  del estrato a tratar en un tiempo no mayor al de asentamiento total; es decir que ayuda a obtener el grado de asentamiento al cual se encuentra sometido un estrato.

#### **4.2 Granulometría de los suelos<sup>1</sup>**

La arena y la arcilla son materiales cuyas propiedades difieren mucho y son de gran importancia para el desarrollo de la ingeniería, es posible encontrar mezcla de estos materiales que principalmente se diferencian por los tamaños de sus partículas. Al igual que las arenas y las arcillas se ha encontrado otro tipo de suelo el cual tiene un tamaño de partículas intermedio entre las arenas y las arcillas, al cual se le ha denominado limo, aunque es poco probable encontrarlo por si solo como un suelo puro, generalmente representa una fracción granulométrica del suelo.

Las propiedades de un suelo varían dependiendo de las proporciones en que se encuentren. La determinación de estas proporciones es de suma importancia ya que ayuda a tener una predicción de su comportamiento. A esta operación se le conoce como análisis granulométrico, a pesar de no ser el único, es el método utilizado con mayor frecuencia ya que su técnica es más sencilla.

Después de clasificar las partículas es necesario interpretar los resultados, determinando los límites para cada tamaño de partícula en cada una de las fracciones granulométricas. A lo largo del desarrollo de la ingeniería de suelos se han implantado diferentes métodos de clasificación, como lo han sido el de la Sociedad Internacional del Suelo en el año de 1927; la del Bureau of Soils adoptada en el año 1930; la del departamento de agricultura de los Estados Unidos de América que en 1938 se ajustó incluyendo la clasificación de Aterberg; el método de Levigación que implementa una serie de tamices para hacer una separación de partículas y hace uso del aparato de Kopeçky que se fundamenta

<sup>1</sup> Tomado de JOSE A. JIMENEZ SALAS (1954). Mecánica del suelo y sus aplicaciones a la ingeniería. Ed. Dossat, S.A

en la ley de Stokes para calcular las velocidades de caída en los fluidos; el método de Robinson, que hace uso de una pipeta para hacer un análisis de concentración de material dentro de una muestra de agua y suelo; el método de Bouyoucos-Casagrande que se basa en un análisis desimétrico con el cual se puede conocer la concentración de las partículas de suelo.

Los métodos descritos anteriormente se encuentran basados en la Ley de Stokes lo cual les ha generado numerosas limitaciones, uno de ellos es la forma de las partículas, en la ley de Stokes se describe la caída de una esfera en un fluido y las partículas de suelo poseen una forma irregular, como lo es el caso de las arcillas que presentan una forma laminar o de aguja, dependiendo de la especie mineralógica a la que pertenezca. La solución óptima consiste en clasificar las partículas por el diámetro equivalente, el cual se refiere al diámetro de una esfera del mismo peso específico que cayera con la misma velocidad en un fluido de la misma densidad y viscosidad.

Las partículas de un suelo se encuentran aglomeradas en terrones, los cuales se hacen visibles a simple vista, pero al separarlos mediante medios mecánicos haría muy complicada la separación de los grumos microscópicos haciendo de esta manera que partículas de arcilla puedan ser clasificadas como un limo o una arena. Por este motivo numerosos autores han considerado realizar métodos de dispersión suaves que no destruyan dichas aglomeraciones, lo que ha generado una controversia en el medio porque la distribución granulométrica no corresponde a una característica permanente del suelo.

Por lo anterior se asumió que un análisis granulométrico de un suelo en específico, se debe expresar sus contenidos de arena gruesa, arena fina, limo y arcilla; representándolos de manera acumulativa, es decir, encontrando las fracciones de suelo compuesta por partículas menores de cierto diámetro. La representación gráfica de este análisis granulométrico se ha universalizado mediante el uso de una gráfica semilogarítmica en la cual se ubican en el eje de las abscisas el diámetro de las partículas en escala logarítmica y en el eje de las ordenadas el porcentaje de partículas de menor diámetro que el indicado, de manera acumulativa, como se muestra en la figura 1.

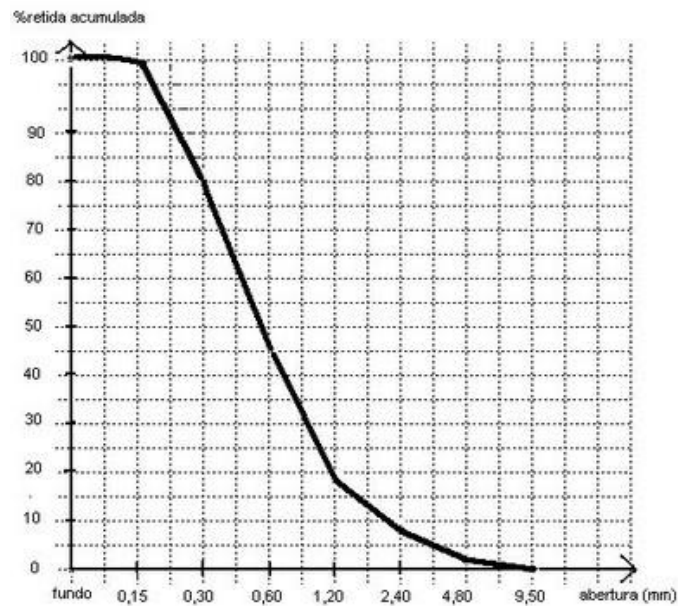


Figura 1. Curva Granulométrica.

GEORGE B. SOWERS (1994). Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, Ed. Limusa N.

### 4.3 Plasticidad y límites de Atterberg<sup>2</sup>

(Atterberg, 1911) introdujo el límite líquido y el límite plástico como una medida empírica del grado de plasticidad de las arcillas. (Terzaghi, 1926) utilizó estas propiedades para fines de clasificación.

Los límites de Atterberg son expresados como un contenido de agua, por lo que el contenido natural de agua de una arcilla puede ser comparado directamente con éstos mediante una relación.

Por lo tanto, aunque los límites de Atterberg no dan información de la estructura de la arcilla o de su resistencia, éstos son de gran valor. La mayoría de las arcillas normalmente consolidadas tienen un alto contenido de agua.

El científico sueco Alber Mauritz Atterberg dedico sus estudios para desarrollar un método con el cual se pudiera hacer una descripción cuantitativa del efecto que ocasiona la variación de la humedad en la consistencia de los suelos finos, para lo cual estableció diferentes estados de consistencia.

<sup>2</sup> Tomado de GEORGE B. SOWERS (1994). Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, Ed. Limusa N.

ESTADO	DESCRIPCION	LIMITE
Líquido	Una pasta; sopa de guisantes a mantequilla blanda: un líquido viscoso.	<b>Límite Líquido(LL)</b>
Plástico	Mantequilla blanda a masilla dura; se deforma pero no se agrieta.	
Semisólido	Queso; se deforma permanentemente, pero se agrieta.	<b>Límite Plástico (LP)</b>
Sólido	Caramelo duro; falla completamente al deformarse.	<b>Límite de Retracción (LR)</b>

Tabla 1.Estados de consistencia. GEORGE B. SOWERS (1994). Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, Ed. Limusa N.

Los límites descritos en la tabla 1 son definidos por la humedad que produce cada una de las consistencias; las diferencias entre ellos son las variaciones del contenido de agua con el que se mantiene en cada uno de los estados.

**El Límite Líquido (LL)**, Se define como la humedad que contiene un suelo amasado cuando se cierra un surco de sección trapecial abierto en la masa humedad de suelo colocada en una vasija especial, conocida como copa de Casagrande, al cabo de 25 golpes ligeros contra una placa de goma dura, en otras palabras, Es el contenido de agua en el cual el suelo en estado compactado pasa de una condición plástica a casi líquida.

**El Limite Plástico (LP)** Es la humedad del suelo amasado cuando al enrollarse con la mano formando bastones de 3 mm de diámetro se comienza a separar y desmoronar, es decir, Es el contenido de agua en el cual el suelo pasa de un estado plástico a uno semisólido.

**El límite de retracción (LR)** es el contenido de agua que contiene e suelo amasado en el momento en que obtiene su volumen mínimo teórico al secarse después de pasar por el estado de saturación y es causado por la tensión capilar, ya que durante el proceso de retracción, los poros disminuyen su tamaño, lo cual hace que la tensión capilar aumente considerablemente.

Los límites de Atterberg son consideraos como índices de las propiedades características de un suelo ya que a lo largo de las investigaciones se ha encontrado relaciones entre el limite líquido y la compresibilidad del suelo. El principal uso de estos límites se da en la clasificación de los suelos finos ya que en ella se utiliza la diferencia entre el limite líquido y el

límite plástico, la cual representa la variación en humedad que puede presentar un suelo que se mantiene en estado plástico, dicha diferencia es conocida como Índice de plasticidad (IP).

Los límites de Atterberg y sus relaciones corresponden a una investigación empírica del agua adsorbida y la capacidad que tienen los suelos finos para adsorberla, por lo tanto es necesario conocer el comportamiento de la fracción fina del suelo a analizar ya que es necesario expresar la interacción arcilla-agua y como ésta es debilitada por la presencia alta de las partículas de arcilla.

#### **4.4 Sistemas de clasificación de suelos<sup>3</sup>**

Un sistema de clasificación de suelos es una organización de los diferentes suelos en grupos cuyas propiedades son similares, el principal propósito de éstos son facilitar una estimación previa de las propiedades o aptitudes que posee cada suelo. Dado que existen numerosas propiedades y tantas combinaciones de estas, realizar una clasificación universal es muy complicado de concebir, es por ello que los grupos o clases están basados en las propiedades que son más importantes dependiendo de la función que vayan a cumplir los suelos, por ejemplo el sistema de clasificación AASHTO agrupa los suelos con respecto a su adaptabilidad en la construcción de carreteras y caminos.

##### **4.4.1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)<sup>4</sup>**

Este sistema de clasificación fue desarrollado por A. Casagrande en el año de 1942 para el cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos de América bajo el nombre de Airfield Classification (AC) pero se popularizó como sistema de clasificación de Arthur Casagrande (por el nombre de su creador), posteriormente el sistema fue modificado en el año 1946 y nuevamente en el año 1952 hasta que fue designado como el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos en el año 1957. Hacia el año 1969 este sistema fue adoptado por la American Society for Testing Materials (ASTM) como el método estándar para clasificación de suelos para propósitos de ingeniería ASTM-D-2487.

Los suelos se dividen primordialmente en dos clases, los suelos de granos gruesos y los de granos finos. Los suelos de granos gruesos son aquellos que contienen más del 50% en peso de partículas cuyo diámetro es superior a 0.074 mm (Tamiz No. 200).

<sup>3-4</sup> Tomado de GEORGE B. SOWERS (1994). Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, Ed. Limusa N.

Los suelos de granos gruesos reciben el símbolo G para gravas, si más de la mitad del peso de las partículas gruesas, tienen un tamaño superior a 4.76 mm (Tamiz número 4) y por el símbolo S para arenas, si ocurre el caso contrario, que más de la mitad del peso de las partículas gruesas se encuentre con un diámetro entre 4.76mm y 0.074 mm.

Uno de los aspectos para clasificar un los suelos gruesos ya sean gravas o áreas es la gradación, criterio el cual es utilizado cuando el porcentaje de partículas finas (cuyo diámetro es inferior a 0.074 mm) es inferior al 5%. Se consideran bien o mal gradadas dependiendo de los valores de sus coeficientes de uniformidad y curvatura, obtenidos de la curva granulométrica.

Cuando es porcentaje de material fino dentro de un suelo grueso es superior al 12% la letra que irá a continuación de la G o la S será la C o la M dependiendo de su plasticidad, en este aspecto se tendrán en cuenta valores como los límites de Atterberg y la gráfica de plasticidad de Casagrande como se muestra en la figura 2

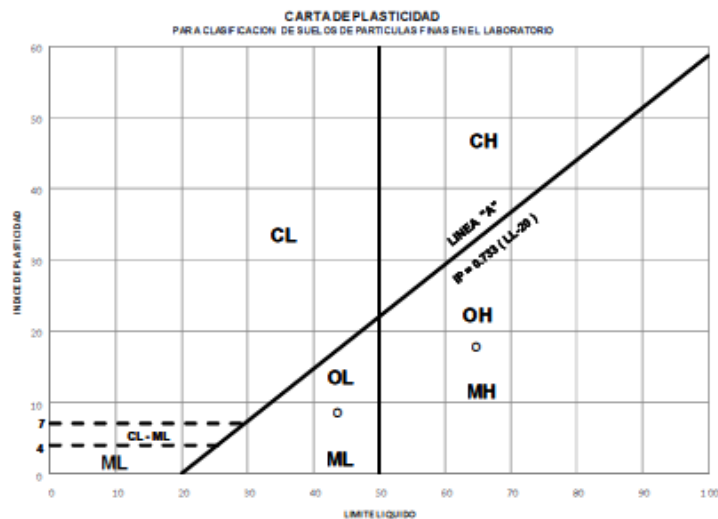


Figura 2. Carta de plasticidad. GEORGE B. SOWERS (1994). Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, Ed. Limusa N.

Cuando el valor del material con diámetro inferior al de la malla del tamiz No. 200 se encuentre entre los valores de 5% y 12% se considerará como un suelo con doble nomenclatura y será necesario realizar una clasificación teniendo en cuenta los aspectos de gradación y plasticidad, por ejemplo GW-GC que representaría una grava arcillosa mal gradada.

Cuando en una muestra, más del 50% de la totalidad de la masa es de partículas cuyo diámetro es inferior a 0.074 mm se le considera un suelo fino y tiende a clasificarse de acuerdo a su ubicación en la carta de plasticidad de Casagrande la cual relaciona el índice de plasticidad con el límite líquido clasificando a su vez este tipo de suelo en arcillas, limos y material orgánico teniendo en cuenta su compresibilidad (alta o baja).

La tabla representa la clasificación unificada de suelos descrita anteriormente.

Las ventajas de utilizar este sistema son:

- 1) La clasificación es basada en propiedades físicas inherentes en él y su comportamiento lo cual puede ser usado para clasificar suelos para todas las variedades de problemas que presenta la ingeniería.
- 2) El sistema define 15 grupos, donde cada cual posee distintas propiedades ingenieriles y los suelos cuyas propiedades sean comunes, podrán ser considerados como casos intermedios.
- 3) El sistema incorpora una identificación de campo la cual es una base para el trabajo dentro del laboratorio.

#### **4.4.2 Sistema de Clasificación de suelos de la AASHTO<sup>5</sup>**

Es una clasificación originada en Estados Unidos de America en el año de 1928 y revisada extensivamente a lo largo de los años para que en 1974 fuera instituida como un sistema de clasificación que diferencia a los suelos en 7 grupos que van desde el A1 hasta el A7, ver figura 3.

<sup>5</sup> Tomado de GEORGE B. SOWERS (1994). Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, Ed. Limusa N.

Clasificación General	Materiales Granulares (35% o menos del total pasa el tamiz No 200)							Materiales limo-arcillosos (más del 35% del total pasa el tamiz No 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Clasificación de Grupo	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Porcentaje de material que pasa el tamiz No10	50 max										
No 40	30 max	50 max	51 min								
No 200	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min
Características de la fracción que pasa el tamiz No 40											
Límite Líquido, $w_L$				40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min
Índice Plástico, $I_p$	6 max		NP	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min	11 min
Índice de Grupo	0		0	0		4 max		8 max	12 max	16 max	20 max

Figura 3. Sistema clasificación AASHTO. GEORGE B. SOWERS (1994). Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, Ed. Limusa N.

El índice de grupo es posible calcularlo mediante la siguiente ecuación:

$$IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd \quad (3)$$

Dónde:

a= Porcentaje que pasa el tamiz No.200, mayor que 35 y menor que 75, expresado en un numero entero (0 a 40).

b= Porcentaje que pasa el tamiz No. 200, mayor que 15 y menor que 55, expresado en un numero entero (0 a 40).

c= La parte del límite liquido mayor de 40 y menor de 60, expresada en un numero entero (0 a 20).

d= La parte del índice de plasticidad mayor que 10 y menor que 30, expresado en un numero entero (0 a 20)

## 4.5 Propiedades físicas básicas de los suelos<sup>6</sup>

Son consideradas como propiedades físicas básicas todas aquellas que definen el estado físico de un material, en el caso de la ingeniería es necesario cuantificar las 3 fases constituyentes (sólida, líquida y gaseosa) y lograr relacionarlas entre ellas en términos numéricos. En una muestra de suelo común, se encuentran los estados sólido, líquido (agua) y gaseoso (aire) intermezclados de manera natural, por lo cual resulta difícil visualizar todas sus relaciones relativas, es por esto que es necesario considerar un modelo en cual se puedan separar en cantidades individuales y proporcionadas cada una de las fases. Los modelos se pueden proponer de diferentes maneras, dependiendo de la cantidad que se considera como referencia unitaria.

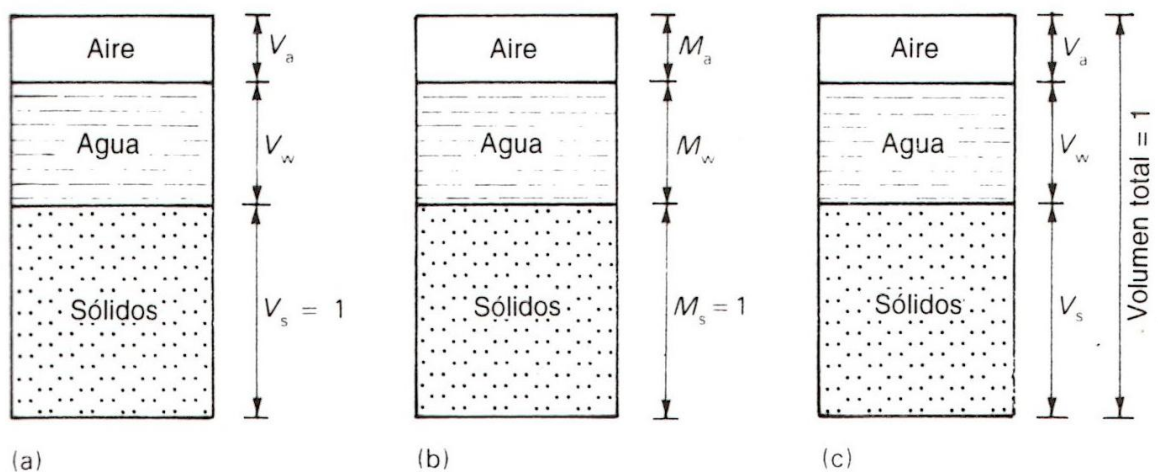


Figura 4. Modelo de tres Fases a. Volumen b. Masa c. Volumen total  
R. WHITLOW (1994). Fundamentos de mecánica de suelos, Ed Compañía Editorial Continental.

En la ingeniería es más conveniente trabajar con el modelo de volumen sólido unitario, ya que los componentes sólidos del suelo (exceptuando las turbas) son materiales incompresibles y es por eso que todas las demás cantidades se expresan con respecto a la medida de 1 m<sup>3</sup> de volumen.

A la cantidad y volumen de un suelo que no está ocupada por el suelo se le considera volumen de vacíos, en la figura 4 se muestra de manera más detallada las diferentes dimensiones de masa y volumen, con lo cual se puede definir algunas de las cantidades más importantes.

<sup>6</sup> Tomado de R. WHITLOW (1994). Fundamentos de mecánica de suelos, Ed Compañía Editorial Continental.

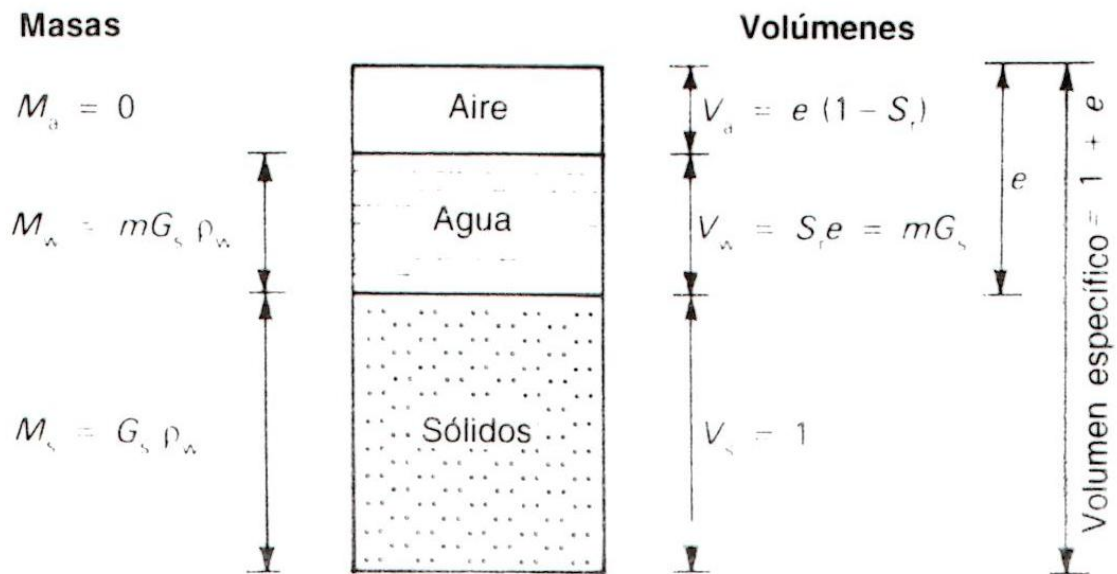


Figura 5. Modelo de suelo de volumen sólido unitario.

R. WHITLOW (1994). Fundamentos de mecánica de suelos, Ed Compañía Editorial Continental.

#### 4.5.1 Relación de Vacíos ( $e$ )<sup>7</sup>

Es la relación de todo aquel volumen que no es ocupado por los sólidos (conformado por agua, aire o una mezcla de los dos) o volumen de vacíos con respecto a él volumen de los sólidos.

$$\text{Relación de vacíos, } e = \frac{\text{volumen de vacíos}}{\text{volumen de sólidos}} \quad (4)$$

#### 4.5.2 Porosidad ( $n$ )<sup>8</sup>

Es otra manera de denominar la cantidad de vacíos y se representa mediante la relación entre el volumen de estos y el volumen total.

$$\text{Porosidad, } n = \frac{\text{volumen de vacíos}}{\text{volumen total}} \quad (5)$$

Si tomamos los valores representados en la figura 5 se obtiene que

<sup>7-8</sup> Tomado de R. WHITLOW (1994). Fundamentos de mecánica de suelos, Ed Compañía Editorial Continental

$$\text{Porosidad}, n = \frac{e}{1+e} \quad (6)$$

#### 4.5.3 Volumen específico (v)<sup>9</sup>

En la figura 5 se observa que en este modelo el volumen total de suelo corresponde a  $1+e$  siendo considerada como el volumen específico del suelo.

$$\text{Volumen específico}, v = 1 + e \quad (7)$$

#### 4.5.4 Grado de saturación ( $S_r$ )<sup>10</sup>

Se considera como la cantidad de agua contenida en el suelo como una fracción del volumen de vacíos, cuando su valor es cero (0) se considera que el suelo es perfectamente seco y cuando su valor es uno (1) se considera un suelo saturado, este valor suele expresarse como un porcentaje.

$$\text{Grado de Saturación}, S_r = \frac{\text{volumen de agua}}{\text{volumen de vacíos}} = \frac{V_w}{e} \quad (8)$$

#### 4.5.5 Peso específico relativo de los sólidos y densidad de partículas<sup>11</sup>

El peso específico relativo es considerado como la relación existente entre la masa de un volumen dado de un material que contiene la masa del mismo volumen de agua, la densidad del agua  $\rho_w$  es considerada como 1 Ton/m<sup>3</sup>

$$M_s = G_s \times \rho_w \quad (9)$$

La densidad de partículas o  $\rho_s$  corresponde a la masa por unidad de volumen de las partículas sólidas.

$$\rho_s = G_s \times \rho_w \quad (10)$$

#### 4.5.6 Contenido de humedad (m)<sup>12</sup>

Corresponde a la proporción de la fase líquida (agua) que se encuentra contenida en la masa sólida y usualmente se expresa en valor porcentual.

$$\text{Contenido de humedad}, m = \frac{\text{masa de agua}}{\text{masa de sólidos}} \quad (11)$$

<sup>9-10-11-12</sup> Tomado de R. WHITLOW (1994). Fundamentos de mecánica de suelos, Ed Compañía Editorial Continental

#### 4.5.7 Densidades de los suelos<sup>13</sup>

Este concepto proporciona una relación entre la medida de la cantidad de material y la cantidad de espacio que este ocupa, es posible determinar diferentes tipos de densidades:

$$\text{Densidad seca, } \rho_d = \frac{\text{masa de sólidos}}{\text{volúmen total}} \quad (12)$$

Si se utilizan los valores en la figura 5 obtenemos que:

$$\rho_d = \frac{G_s \times \rho_w}{1+e} = \frac{\rho_s}{1+e} \quad (13)$$

$$\text{Densidad total, } \rho = \frac{\text{masa total}}{\text{volúmen total}} = \frac{\text{masa de sólidos} + \text{masa de agua}}{\text{volúmen total}} \quad (14)$$

Si se utilizan los valores en la figura 5 obtenemos que:

$$\rho = \frac{(G_s \times \rho_w) + (S_r \times e \times \rho_w)}{1+e} = \frac{\rho_s + (S_r \times e \times \rho_w)}{1+e} \quad (15)$$

Si se hace una relación entre las dos densidades descritas anteriormente se obtiene que:

$$\frac{\rho}{\rho_d} = \frac{\frac{G_s + (S_r \times e)}{1+e} \times \rho_w}{\frac{G_s}{1+e} \times \rho_w} = 1 + \frac{S_r \times e}{G_s} \quad (16)$$

Como se sabe que  $S_r \times e = G_s \times m$ , entonces:

$$\rho = (1 + m) \times \rho_d \quad (17)$$

Existen otros tipos de densidades que también son comúnmente utilizadas en la mecánica de suelos como es el caso de la densidad saturada que representa la densidad del suelo cuando se encuentra completamente saturada, es decir  $S_r = 1$ , entonces la densidad saturada sería:

$$\rho_{sat} = \frac{G_s + e}{1+e} \times \rho_w \quad (18)$$

La densidad sumergida o efectiva es otro tipo de densidades usadas en el oficio de la ingeniería civil, representa la masa efectiva contenida en un volumen unitario (total), cuando se encuentra sumergido. Cuando se sumerge en agua un volumen de suelo, se desplaza un

<sup>13</sup> Tomado de R. WHITLOW (1994). Fundamentos de mecánica de suelos, Ed Compañía Editorial Continental

volumen igual de agua por lo tanto la masa neta del volumen correspondería a la diferencia entre la densidad saturada y la densidad del agua.

$$\text{Densidad sumergida, } \rho' = \rho_{sat} - \rho_w \quad (19)$$

#### 4.5.8 Pesos unitarios<sup>14</sup>

Son considerados pesos unitarios todos los valores que relacionan la densidad de un suelo con la aceleración de la gravedad, para efectos numéricos se utiliza 9.81 m/s<sup>2</sup> como valor de g.

$$\text{Peso unitario seco } \gamma_d = \rho_d \times g \quad (kN/m^3) \quad (20)$$

$$\text{Peso unitario tota } \gamma = \rho \times g \quad (kN/m^3) \quad (21)$$

$$\text{Peso unitario seco } \gamma_{sat} = \rho_{sat} \times g \quad (kN/m^3) \quad (22)$$

$$\text{Peso unitario seco } \gamma_w = \rho_w \times g \quad (kN/m^3) \quad (23)$$

$$\text{Peso unitario seco } \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (kN/m^3) \quad (24)$$

#### 4.6 Interacción del agua y la fase sólida<sup>15</sup>

Si como experimento en un recipiente se mezclan volúmenes iguales de agua y arena seca, una fracción del agua llenara los espacios entre las partículas granulares de la arena y el exceso se ubicara sobre la superficie de la misma, si se hace una variación en la cantidad de agua el efecto será el mismo, la única variación se presentará en la cantidad de agua que se encuentre sobre la superficie, siempre y cuando sea suficiente para que ocupe los espacios que dejan los granos de arena. Si se palpa la arena, la sensación será áspera así esté seca o mojada, dando la sensación de que no es afectada por el agua. Si se realiza el mismo experimento con una arcilla seca, el agua desaparecerá y la mezcla formará una masa pegajosa y lisa, al aumentar el volumen de agua el resultado será similar, la única variación que se presentará será que la última tendrá una condición más blanda, La explicación para este fenómeno es que para los minerales arcillosos se produce una reacción entre el agua y las partículas sólidas conocida como adsorción, la cual representa la adherencia del agua a la superficie de los sólidos y representa numerosos cambios en las propiedades físicas de los suelos que contienen los minerales nombrados anteriormente. Los causantes de la adsorción

<sup>14</sup> - <sup>15</sup> Tomado de R. WHITLOW (1994). Fundamentos de mecánica de suelos, Ed Compañía Editorial Continental

no han sido identificados en su totalidad pero sin duda están relacionados con las cargas eléctricas en la superficie de cada material.

Se ha demostrado que existe una gran interacción entre las partículas de arcilla con el agua, por lo tanto cuando se humedecen dichas partículas, su comportamiento difiere mucho de otros minerales ya que la interacción entre los campos eléctricos y las capas de difusión son representativas en este mineral. Si se hace un análisis en el sistema de fuerzas alrededor de una partícula de arcilla, se evidencia que se encuentra en equilibrio, a menos que se aplique una fuerza externa la cual acerca a las partículas expulsando parte del agua contenida en ella, cuando se reduce la humedad se reduce el espesor de la capa de difusión reduciendo el movimiento potencial de las partículas, este comportamiento es el causante de la plasticidad en los suelos que contienen arcilla, por lo tanto se puede decir que cuando se aumenta el contenido de agua en una muestra, se aumentara la separación entre las partículas lo cual generara menor atracción entre ellas y aumentara la movilidad de las mismas, en el caso contrario cuando se presenta una reducción en la humedad, se presentara el efecto contrario generando una mayor rigidez en la masa.

Todos aquellos suelos en donde el agua adsorbida y la atracción de partículas actúan de manera compartida para producir una masa conjunta que se deforma plásticamente dependiendo de la cantidad de agua, se llaman suelos cohesivos o arcillosos, los suelos que no presentan dicha cohesión, son conocidos como, suelos no cohesivos los cuales están compuestos por granos redondeados que no son coherentes sin importar la finura de sus partículas. En su mayoría los suelos presentan una mezcla entre granos redondeados y minerales arcillosos que generan un grado de consistencia que varía con respecto a la humedad.

#### **4.7 Compactación de suelos<sup>16</sup>**

A lo largo del desarrollo de la construcción en el avance de la historia de la humanidad, el hombre ha reconocido la importancia de la compactación del suelo con el fin de producir masas fuertes, libres de asentamientos y que presenten una resistencia ante la acción del agua.

La compactación de un suelo es la acción por la cual se produce un aumento de la densidad del suelo generando una reorientación de las partículas, que conduce a la reducción en el volumen aire-vacíos, pero sin que se presente cambio alguno al volumen de agua. Normalmente se lleva a cabo mediante medios mecánicos utilizando herramientas como rodillos, pisonos o vibradores. Usualmente es utilizado para la construcción de pavimentos, presas y terraplenes, los suelos se

<sup>16</sup> Tomado de R. WHITLOW (1994). Fundamentos de mecánica de suelos, Ed Compañía Editorial Continental

colocan en capas de espesores determinados, realizando la compactación de cada capa dependiendo de las especificaciones que contiene cada uno de los equipos que se utilicen.

Dentro de los objetivos de la compactación se encuentran:

- 1) Reducir la relación de vacíos, lo cual hará que la permeabilidad del suelo también se disminuya y con esto se permita realizar un control de la absorción de agua y los cambios de contenido de humedad que genera.
- 2) Aumentar su resistencia a esfuerzos cortantes lo cual aumenta la capacidad de carga del suelo.
- 3) Reducir la susceptibilidad que presenta el suelo ante los cambios de volumen, por lo tanto disminuirán las tendencias a sufrir asentamientos producidos por cargas o influencias por vibraciones.

La eficacia del proceso de compactación es dependiente de los siguientes factores:

- 1) La naturaleza y el tipo de suelo.
- 2) Contenido de humedad en el instante en que se realiza el proceso.
- 3) El máximo grado de compactación considerado en condiciones óptimas.
- 4) El máximo grado de compactación en el sitio de trabajo.
- 5) El equipo que se utilice.

Si durante el proceso de compactación el material en análisis es un suelo cohesivo se aumenta la humedad del suelo lo cual conlleva a un incremento en la cohesión, como se describió anteriormente, se presentará una distorsión y reorientación de las partículas las cuales permanecen unidas por efectos de las fuerzas atractivas que produce el fenómeno de cohesión. Si el material en estudio es un suelo no cohesivo, la reorientación será resistida por el rozamiento entre partículas es decir por la fricción presente entre sus granos.

La humedad es una manera de aumentar el aplastamiento y de esta manera reducir las posibilidades de presentar un asentamiento posterior a la ejecución de la obra. Sin embargo si la humedad es muy alta, el proceso de compactación llevará al material a la saturación sin importar si se trata de un suelo cohesivo o no cohesivo. El esfuerzo neutro creado por la saturación impide que se continúe la reducción de la relación de vacíos y por ende el

esfuerzo adicional que se aplique será desperdiciado, es por ello que la saturación es considerada como el límite teórico de la compactación para una humedad específica.

#### 4.7.1 Relación entre la densidad seca máxima y el contenido de humedad<sup>17</sup>

El nivel de compactación de un suelo se puede medir haciendo uso de la densidad seca, cuyos valores se encuentran relacionados con el contenido de humedad como se describió antes. Cuando se aumenta el contenido de humedad, añadiendo agua al suelo seco, se forman pequeñas películas de agua adsorbida alrededor de la partícula. A medida que se aumenta el espesor de las películas de agua adsorbida, las partículas quedan lubricadas y comienzan a acercarse unas a otras, haciendo que de esta manera se aumente la densidad. Sin embargo cuando se llega a cierto punto de humedad, las películas de agua adsorbida empiezan a separarse unas con otras, es decir que cuando la humedad supera este límite, la densidad disminuye. Por consiguiente, cuando se encuentra la densidad máxima seca también se halla el contenido de humedad óptimo para llegar a ella, así lo muestra la figura 6.

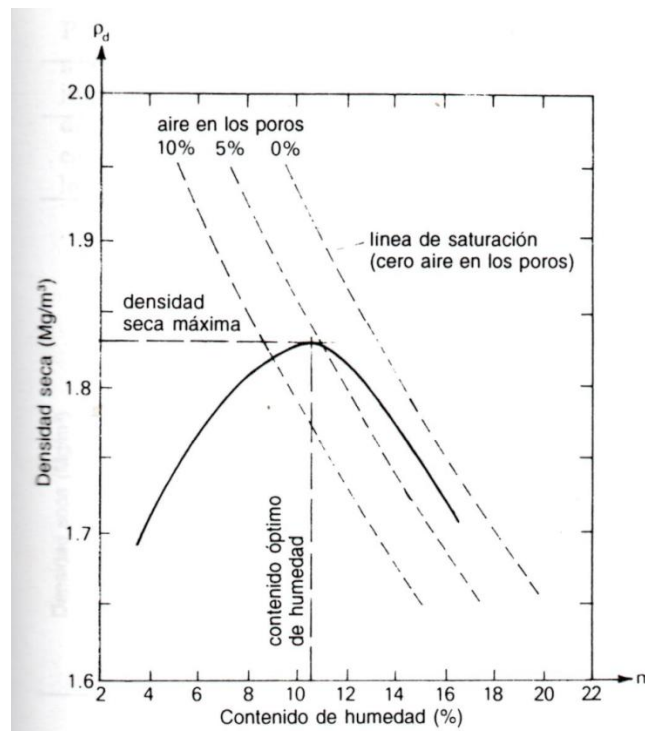


Figura 6. Densidad seca vs Contenido de humedad GEORGE B. SOWERS (1994). Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, Ed. Limusa N

<sup>17</sup> Tomado de GEORGE B. SOWERS (1994). Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, Ed. Limusa N.

Cuando mayor es el peso específico seco, menor será su relación de vacíos, indiferentemente de cual sea la humedad; así pues, el peso específico seco máximo es otra forma mediante la cual se puede manifestar el valor mínimo de relación de vacíos y porosidad.

Cuando se presentan humedades altas, el peso específico seco teórico es inferior ya que gran parte del volumen está siendo ocupado por la fase líquida (agua). Cuando las humedades son bajas el peso específico presenta un aumento considerable, cuando la humedad es cero, el peso específico será equivalente al peso de los granos del suelo (fase sólida).

La humedad óptima es la condición mediante la cual existe suficiente agua para permitir que haya una deformación en los granos y tomen nuevas posiciones, pero no tan alta como para llenar los poros. En las arcillas la humedad óptima se encuentra cercana o ligeramente por debajo de los mientras que en las arenas no se encuentra una relación definida ya que la tensión capilar tiende a oponerse en la mayoría de los casos a la reubicación de los granos.

#### **4.8 Compresibilidad y asentamiento<sup>18</sup>**

A lo largo de la historia se ha evidenciado un fenómeno en las edificaciones alrededor del mundo ya que sus problemas con el asentamiento han sido el causante de la desaparición de muchas obras maestras de arquitectura o han hecho que sean famosas por sus defectos, como lo es la torre inclinada de Pisa. Hasta inicios del siglo XX se atribuían este fenómeno al aplastamiento de suelos blandos en las partes inferiores de las estructuras, sin embargo la máxima inquietud surgió cuando no se explicaba el asentamiento continuo en áreas cuya extensión era muy significativa como lo era el caso de la Ciudad de México y al tomar muestras en las proximidades de las zonas de influencia no se evidenciaba deformación lateral, la cual se presenta de manera conjunta con el aplastamiento.

Con base en la investigación realizada en Ciudad de México concluyeron que los espesores de algunos estratos de suelo en específico las arcillas blandas, se habían reducido de igual manera que el asentamiento total y estos estratos presentaban una relación de vacíos inferior a los estratos que no estaban en la zona de influencia. Las dos conclusiones nombradas anteriormente conllevaron a demostrar que se presenta una reducción en la relación de vacíos cuando se realiza un esfuerzo relativamente uniforme sobre un estrato de suelo confinado por una masa circundante.

<sup>18</sup> Tomado de GEORGE B. SOWERS (1994). Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, Ed. Limusa N.

Karl Von Terzaghi solucionó los interrogantes que quedaron después de las observaciones en el caso de Ciudad de México planteando que la deformación o movimiento de un suelo blando que se ubica por debajo de una edificación se encontraba limitada por la variación de los estratos que no son deformables dentro de la masa del suelo en cuestión. Para sustentar su tesis genero un ensayo en el que ubicaba una muestra de suelo confinada por un anillo que la recubría con el fin de evitar el movimiento lateral y en su parte superior e inferior un material poroso como se muestra en la figura 7, la prueba consistía en aplicar una presión vertical a la que denominó  $\sigma$ (sigma) que pretendía comprimir la muestra; dicha compresión se ejercía de manera constante hasta que cesara la compresión del material y en ese momento se aplicaba una presión superior. Estos ciclos de carga se repetían hasta llegar a los esfuerzos que sería sometido el suelo bajo la estructura. La compresión del suelo se mide en un sitio específico con el fin de calcular la relación de vacíos generada por cada uno de los esfuerzos producidos.

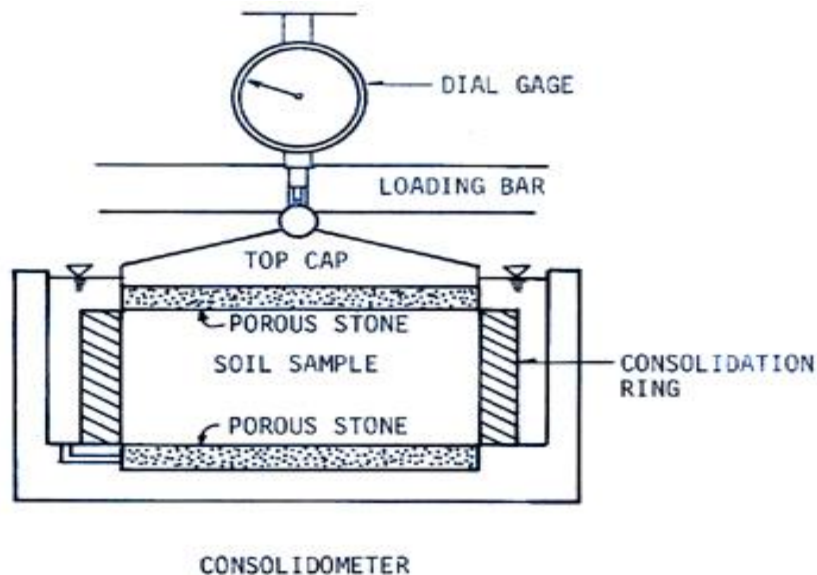


Figura 7. Consolidómetro. GEORGE B. SOWERS (1994). Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, Ed. Limusa N.

La teoría de la consolidación desarrollada por Terzaghi parte de varias suposiciones como:

- 1) El suelo a analizar se encuentra totalmente saturado y es homogéneo.
- 2) Las partículas de agua y suelo son completamente incompresibles.
- 3) La ley de Darcy es totalmente aplicable para el flujo de agua.

- 4) El cambio que presenta el volumen de la muestra es unidimensional y se da en la misma dirección del esfuerzo aplicado.
- 5) El coeficiente de permeabilidad en la dirección del esfuerzo aplicado permanece constante.
- 6) La variación del volumen de suelo se da debido al cambio que presenta la relación de vacíos.

Después de que las cargas verticales estén cierto tiempo actuando, se logra una línea de equilibrio dentro de la estructura del suelo y la compresión acaba. De esta manera, el suelo se considera totalmente consolidado cuando su volumen permanece constante bajo la acción de estos esfuerzos constantes.

Al suelo que se encuentre en los parámetros descritos anteriormente, se le llama suelo normalmente consolidado.

Es común ver los resultados de este ensayo de dos maneras, una es representando la deformación vertical en función del esfuerzo efectivo (figura 8) que es muy común en los cálculos de asentamientos ya que se adapta mejor en esta parte de la ingeniería. Otra manera de mostrar los mismos resultados es graficando la relación de vacíos en función del esfuerzo efectivo (figura 8) que permite una mejor comprensión del mecanismo del proceso, al analizar el comportamiento de deformación unidimensional es común encontrar numerosas similitudes en las dos formas de representación de los resultados.

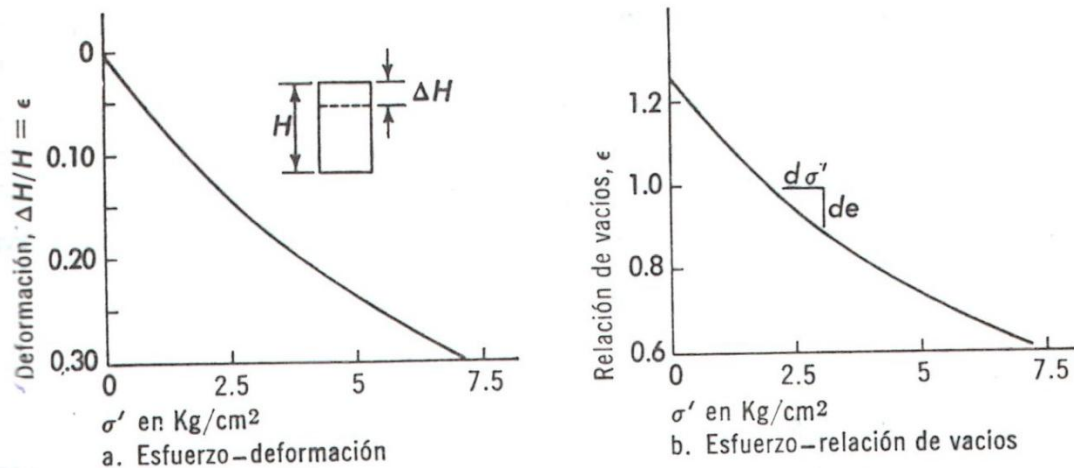


Figura 8. Consolidación como una función del esfuerzo efectivo. GEORGE B. SOWERS (1994).  
Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, Ed. Limusa N.

La compresión de un estrato de suelo cuya relación de vacíos inicial es  $e_0$  se obtiene comparando una muestra de suelo figura 9 cuyo volumen de sólidos sea de 1, área de la sección transversal 1, altura de sólidos 1, altura de vacíos  $e$  y

espesor inicial de estrato  $H$ , la reducción en el espesor de dicho estrato se obtendrá con la proporción:

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1+e_0} \quad (25)$$

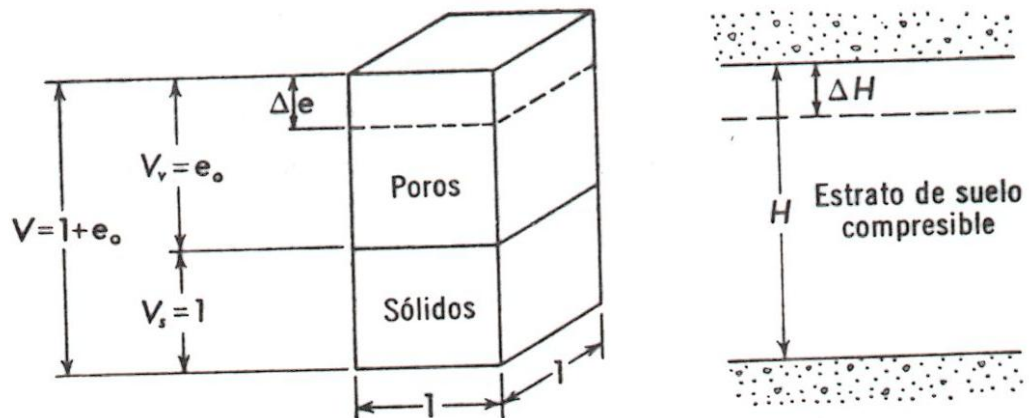


Figura 9. Comparación del asentamiento de un estrato de suelo o muestra de espesor  $H$ , con el cambio de altura de una muestra del suelo cuya altura inicial es  $1+e_0$ .  
 GEORGE B. SOWERS (1994). Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, Ed. Limusa N.

La consolidación en un estrato de suelo no se presenta de manera intempestiva, por el contrario, es muy lenta y casi imperceptible, un ejemplo para ilustrar esta afirmación es la Torre Inclinada de Pisa, cuya construcción fue realizada en el año 1174 y hoy en día continua asentándose.

Terzaghi definió lo siguiente, una arcilla es normalmente consolidada si nunca ha estado bajo una carga más grande que la que presenta actualmente, es bien conocido que la consolidación causada por un aumento en la presión actuante en una arcilla normalmente consolidada es el principal factor de deformación en el suelo.

Para definir si una arcilla es normalmente consolidada, en pocas ocasiones se puede deducir del conocimiento de las condiciones de formación que se tengan, ya que en general se debe someter a la muestra de suelo a una prueba en el odómetro.

El asentamiento inicia rápidamente y comienza a reducirse a lo largo del paso del tiempo, ya que durante este tiempo, el agua se infiltra entre las partículas del suelo disipando el exceso

de presión en los poros. El proceso de consolidación puede ser dividido en 3 etapas, la consolidación inicial, primaria o hidrodinámica y secundaria figura 10. Dentro del laboratorio se estiman los valores de la consolidación inicial y primaria, ya que la consolidación secundaria es de poco uso en los suelos utilizados en la construcción, su estudio es aplicable para suelos muy orgánicos, muy micáceos o muy sensibles.

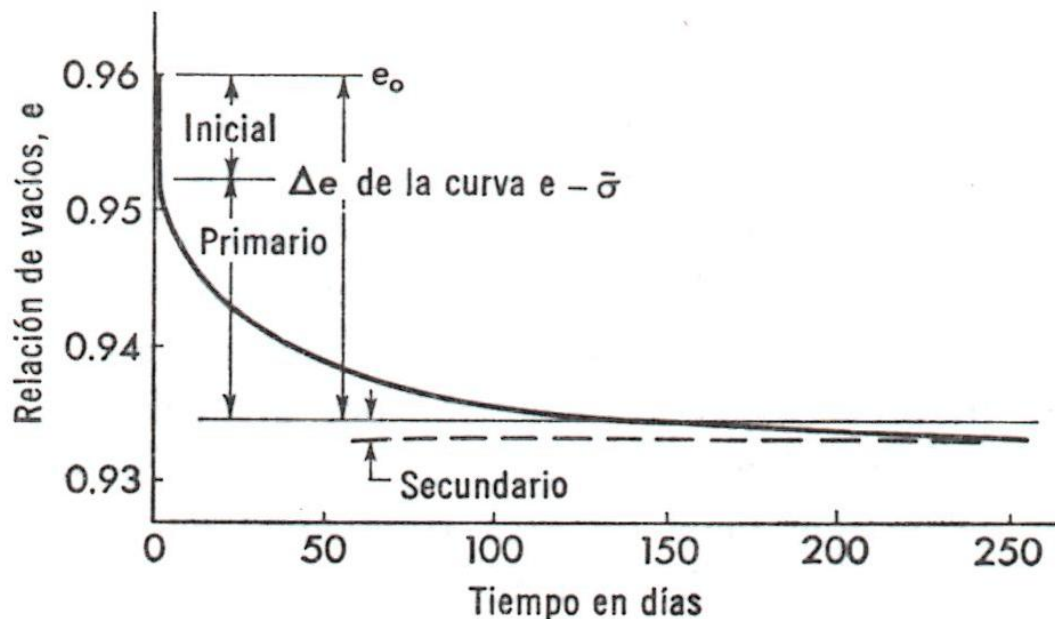


Figura 10. Curva tiempo-asentamiento para un incremento de carga. GEORGE B. SOWERS (1994). Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, Ed. Limusa N.

#### 4.8.1 Consolidación Inicial<sup>19</sup>

Esta etapa inicial se genera en el mismo instante en que se aplica la carga y se debe principalmente a la compresión y solución del aire presente en los poros del suelo, también se encuentra presenta una parte de la compresión de la fase sólida y líquida (agua) en el suelo. El porcentaje que representa esta etapa está relacionado con el grado de saturación. Es muy cercano a 0 cuando el suelo es completamente saturado y puede ser tan superior como el 50% cuando la saturación es del 90%, el porcentaje disminuye a medida que aumenta la carga ya que la relación de vacíos disminuye.

<sup>19</sup> Tomado de GEORGE B. SOWERS (1994). Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, Ed. Limusa N.

#### 4.8.2 Consolidación Primaria o Hidrodinámica<sup>20</sup>

La evacuación del agua presente en los poros del suelo es la que determina la velocidad de esta compresión. La expulsión del agua se genera como reacción a la fuerza exterior aplicada la cual aumenta la presión del agua sobrepasando la hidrostática y esto a su vez produce un gradiente hidráulico que genera el flujo del agua.

Cuando se aplica una carga a un suelo, la estructura de los granos que lo componen no es capaz de soportarla; entonces la presión neutra es la que soportará dicha carga. Posteriormente la presión neutra comienza a reducirse hasta llegar a ser cero y esto produce que el agua fluya escapando de los poros haciendo que la estructura de los granos comience a soportar la carga. La figura 11 el esfuerzo inicial está determinado por la expresión  $\sigma_0$ , el esfuerzo adicional dado por la carga es  $\Delta\sigma$ , el esfuerzo neutro por  $u$  y el esfuerzo en la estructura de los granos por  $\sigma'$  o  $\sigma$ .

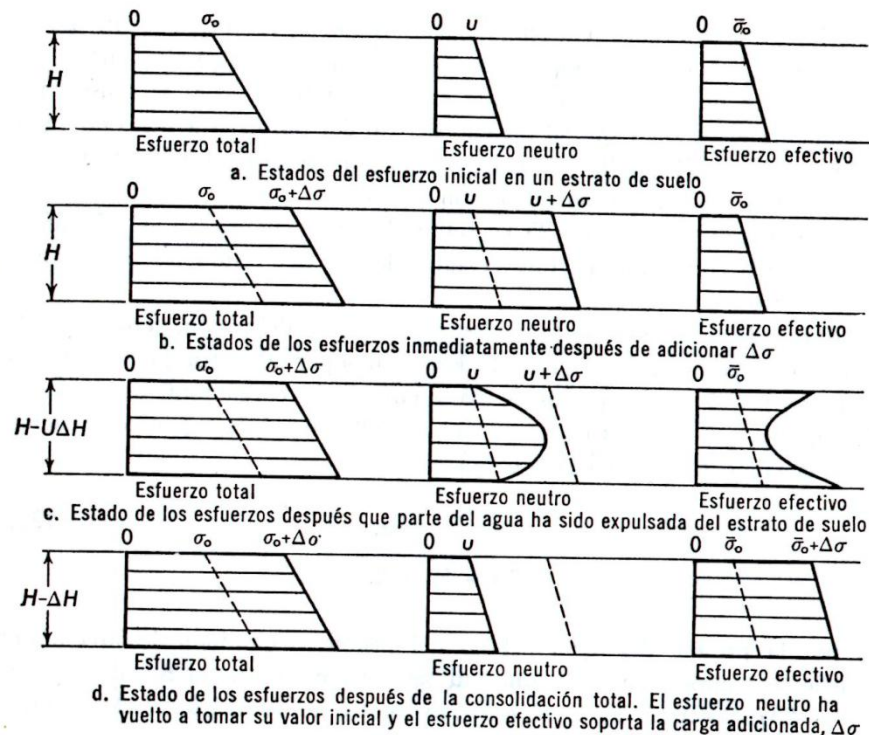


Figura 11. Esfuerzos durante la consolidación. El drenaje del estrato de suelo se produce por ambas caras, la superior y la inferior.

GEORGE B. SOWERS (1994). Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, Ed. Limusa N.

<sup>20</sup> Tomado de GEORGE B. SOWERS (1994). Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, Ed. Limusa N.

### 4.8.3 Porcentaje de Consolidación<sup>21</sup>

Es el porcentaje promedio del esfuerzo adicional generado por la carga ( $\Delta\sigma$ ), que puede ser soportado por el aumento del esfuerzo efectivo, en otras palabras, es el porcentaje de la compresión total que ha ocurrido en el estrato de suelo analizado, se ha evidenciado que este porcentaje es dependiente de los siguientes factores:

- 1) La permeabilidad del suelo, ya que esta es la que determina la velocidad con la cual el agua atravesara el estrato.
- 2) El espesor del estrato ya que si influencia está marcada tanto en el volumen de agua que se filtrara, como la distancia que atravesará y el gradiente hidráulico.
- 3) La cantidad de fronteras permeables que deba atravesar el agua por lo tanto su influencia será tanto en la distancia que atravesara como en el gradiente hidráulico.
- 4) La relación de vacíos y la velocidad con la cual cambiará la presión, cuya influencia será en el volumen de agua y en la forma en que la presión neutra disminuye a medida que el estrato expulsa el agua.

Los análisis matemáticos han arrojado que el porcentaje de consolidación  $U$  es una función dependiente de una expresión llamada factor tiempo expresada por el termino  $T$  y que a su vez esta depende del tiempo ( $t$ ), la relación de vacíos ( $e$ ), el coeficiente de permeabilidad ( $k$ ), el espesor del estrato ( $H$ ), el número de fronteras horizontales permeables que presenta el estrato ( $N$ ), el peso específico del agua ( $\gamma_w$ ) y la razón de cambio de la relación de vacíos con los cambios de presión ( $a_v$ ); matemáticamente se tiene lo siguiente:

$$U = f(T) \quad (26)$$

$$T = \frac{t(1+e)k}{(H/N)^2 a_v \gamma_w} \quad (27)$$

La relación que se presenta entre el factor tiempo  $T$  y el porcentaje de consolidación  $U$  se genera mediante una función matemática independiente de las características del suelo, pero es dependiente de la variación del esfuerzo adicional de carga  $\Delta\sigma$ . Los análisis teóricos se basan en que el suelo es homogéneo y saturado por lo tanto la relación de:

<sup>21</sup> Tomado de GEORGE B. SOWERS (1994). Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, Ed. Limusa N

$$\frac{k(1+e)}{a_v} \quad (28)$$

Es constante a lo largo de la compresión y el movimiento de agua por lo tanto la relación de U y T se puede graficar mediante la figura 12 el modelo tiende a ser inexacto cuando se presentan grandes variaciones de  $\Delta\sigma$  a lo largo de la profundidad del estrato que se encuentra limitado por dos superficies impermeables.

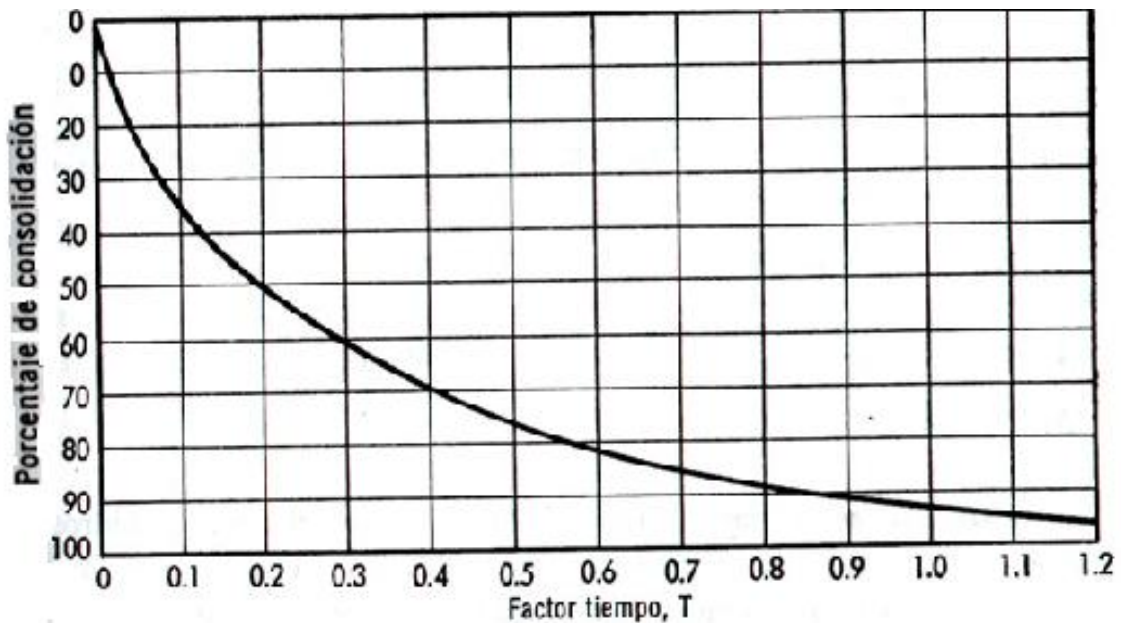


Figura 12. Consolidación con relación al tiempo de un estrato que drena por ambas caras y para cualquier distribución del aumento del esfuerzo o para un estrato drenado por una sola cara y una distribución uniforme del aumento del esfuerzo. GEORGE B. SOWERS (1994). Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, Ed. Limusa N.

Para medir la velocidad con la que se consolida un estrato de suelo, se encuentra el coeficiente de consolidación ( $c_v$ ), el cual es una función que depende de la relación de vacíos ( $e$ ), el coeficiente de permeabilidad ( $k$ ), el peso específico del agua ( $\gamma_w$ ) y la tasa de cambio de la relación de vacíos ( $a_v$ ). Matemáticamente se tiene que:

$$c_v = \frac{(1+e)k}{\gamma_w a_v} \quad (29)$$

Existe otro método con el cual se puede determinar la velocidad de consolidación, el método de Taylor, el cual posee una precisión muy alta para valores de U entre 0 y 0.6, la figura 13 ilustra esta relación.

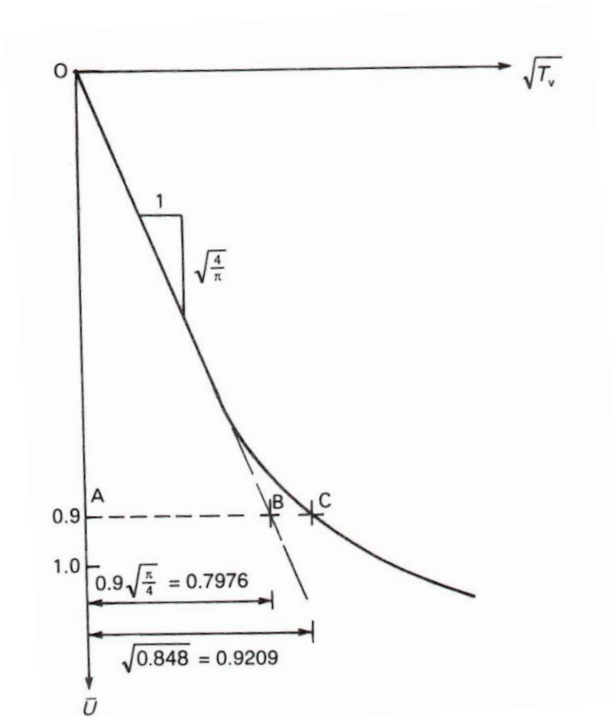


Figura 13. Curva teórica de consolidación primaria.  
 GEORGE B. SOWERS (1994). Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, Ed. Limusa N.

En la figura 14 se observa que para hallar los valores de U superiores a 0.6 es necesario realizar una corrección lo cual genera una curva teórica adimensional la cual pasa a través de la curva experimental en un punto que representa el 90% de la consolidación primaria que intersecta con el valor de  $\sqrt{t_{90}}$  y que a su vez representa el valor de  $\sqrt{T_{90}}$  dentro de la curva teórica, ver figura 14.

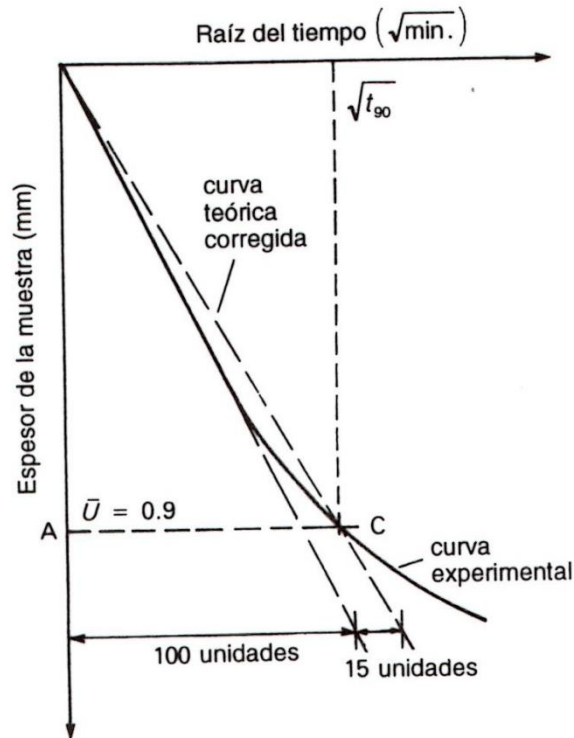


Figura 14. Método de la raíz cuadrada del tiempo.  
 GEORGE B. SOWERS (1994). Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, Ed. Limusa N.

Por definición se sabe que:

$$T_v = \frac{c_v}{d^2} \quad (30)$$

Si se hacen las equivalencias descritas anteriormente,

$$T_{90} = \frac{c_v t_{90}}{d^2} \quad (31)$$

#### 4.8.4 Compresión Secundaria<sup>22</sup>

En el instante en que se ha disipado en su totalidad la presión hidrostática, la compresión no para, sino que continúa de manera muy lenta decreciendo durante un tiempo indefinido. Esta compresión se atribuye a una reubicación plástica de los granos del suelo, a la fractura progresiva de las uniones entre los granos y a la fisuración de los granos mismo todo debido a los nuevos esfuerzos que experimenta el suelo y la alta viscosidad de las capas de agua adsorbida.

<sup>22</sup> Tomado de GEORGE B. SOWERS (1994). Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, Ed. Limusa N.

La figura 15 ilustra el cambio de la relación de vacíos con respecto al tiempo que se encuentra en una escala logarítmica, en ella se puede ver que la consolidación secundaria puede presentarse como una línea recta con pendiente negativa, o como una línea recta seguida por otra de menor pendiente. El grafico muestra cómo se puede hallar la relación de vacíos al final de la consolidación primaria, lo cual se hace prolongando las partes rectas de la consolidación primaria y secundaria y hallando su intersección, este método fue desarrollado por Casagrande y es conocido como el método de logaritmo del tiempo y al igual que el método de Taylor se puede hallar el valor del 50% de la consolidación primaria, como se muestra en la figura 16.

De aquí se obtiene que:

$$c_v = \frac{T_{50}d^2}{t_{50}} \quad (32)$$

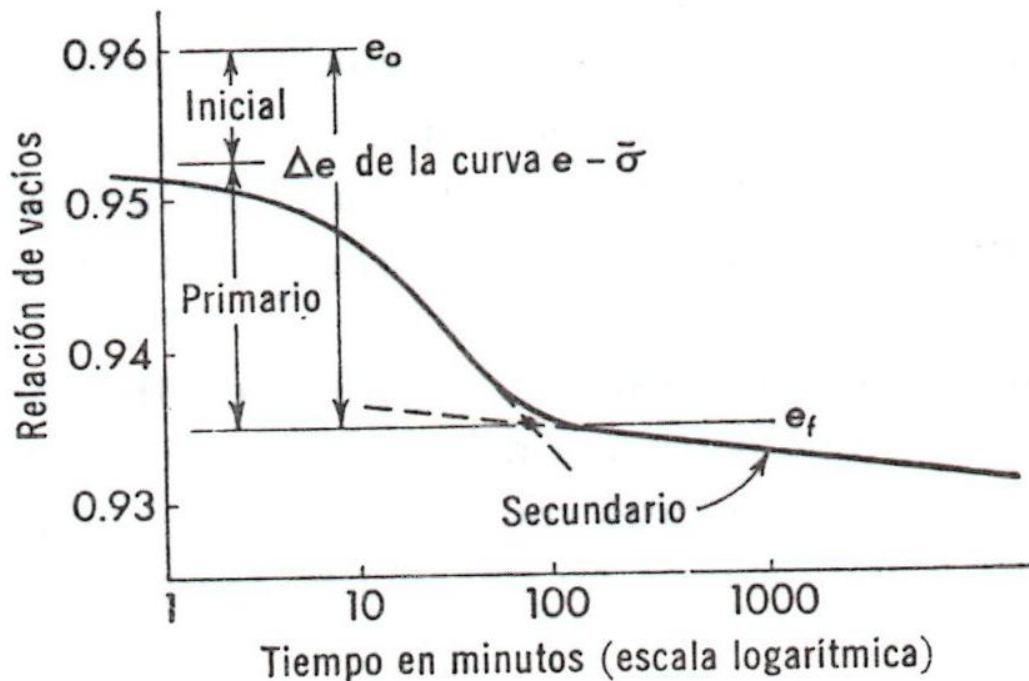


Figura 15. Consolidación secundaria; curva tiempo-asentamiento en coordenadas semilogarítmicas para un incremento de esfuerzo.  
 GEORGE B. SOWERS (1994). Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, Ed. Limusa N.

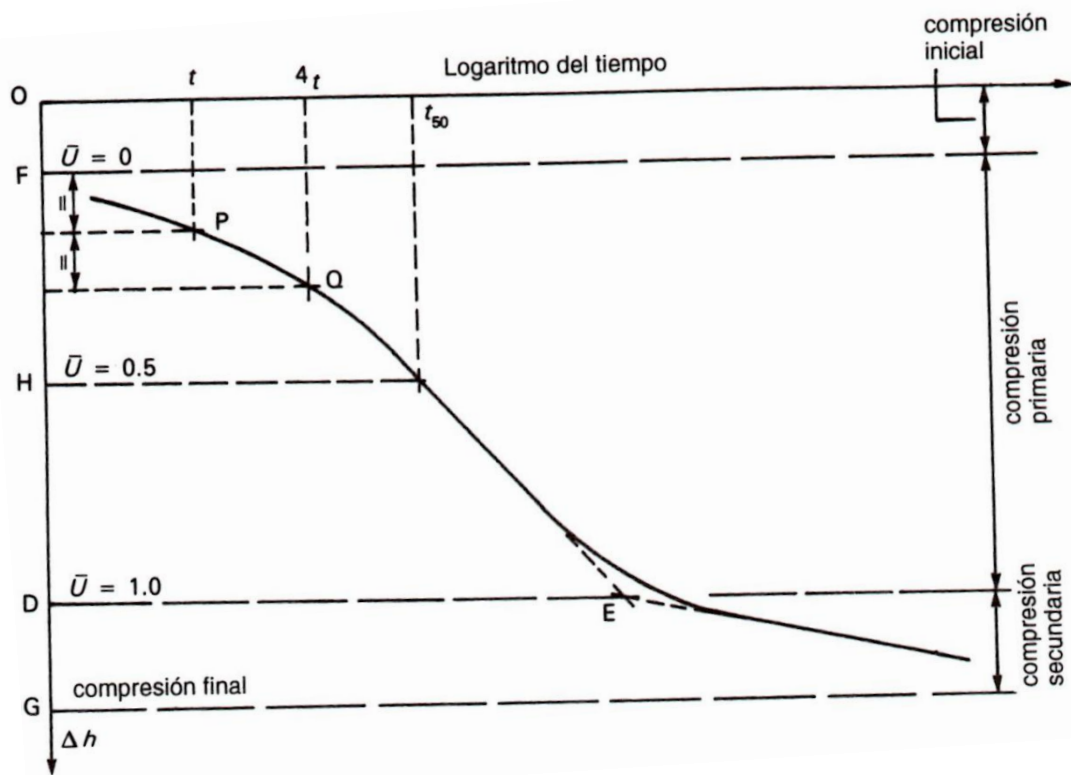


Figura 16. Método del logaritmo del tiempo.  
 GEORGE B. SOWERS (1994). Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, Ed. Limusa N.

#### **4.8.5 Distribución de esfuerzos en una masa de suelo<sup>23</sup>**

Actualmente no hay una teoría general con la que se pueda demostrar el comportamiento de los suelos que se encuentran sometidos a cargas, ya que son numerosas las variables y las propiedades que influyen en el mismo. Es conocido que las propiedades de los suelos son dependientes de los eventos ocurridos a lo largo de la historia, como del estado actual de sus esfuerzos, por lo tanto se encuentra vinculado a las fuerzas másicas y esfuerzos de contorno, lo cual ayuda a dar solución a los diferentes problemas que presenta la geotecnia.

Las soluciones brindadas actualmente para el problema nombrado anteriormente se encuentran basadas en la Teoría de la Elasticidad, la cual describe un comportamiento elástico en el suelo, el cual es totalmente refutable, pero debido a la necesidad de la resolución matemática práctica y simplificada, esta teoría justificada debido a la disponibilidad de soluciones en problemas que tienen unas condiciones de contorno muy similares a las encontradas en los suelos. Autores como Manuel Delgado Vargas proponen usar soluciones más sofisticadas como lo es el empleo del método de los elementos finitos.

Al aplicar la teoría de la elasticidad es necesario tener en cuenta las siguientes condiciones, las cuales son significativas si se desea dar una solución elástica a algún problema de suelos:

- I. Los esfuerzos en la zona del suelo deben presentar una proporción entre los esfuerzos y la deformación, evitando de esta forma deformaciones plásticas significativas.
- II. El suelo debe presentar un módulo elástico representativo independiente del régimen de esfuerzos y del tiempo.
- III. La geometría del suelo y las capas deben ser regulares y definidas.

A lo largo del desarrollo de esta teoría se ha evidenciado que los resultados son válidos en suelos cohesivos saturados presentando resultados óptimos en la comparación de las pruebas en el campo y en el laboratorio, mientras que para suelos granulares es necesario tener en cuenta ciertos aspectos ya que en general no es aplicable para la predicción de los asentamientos.

Joseph Boussinesq propuso una solución para este problema encontrando los esfuerzos producidos en un punto en el interior de una masa semiinfinita los

<sup>23</sup> Tomado de MANUEL DELGADO VARGAS (1996) Ingeniería de Fundaciones: Fundamentos e Introducción al Análisis Geotécnico. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

cuales son producidos por una carga vertical puntual y lo desarrollo mediante la siguiente ecuación:

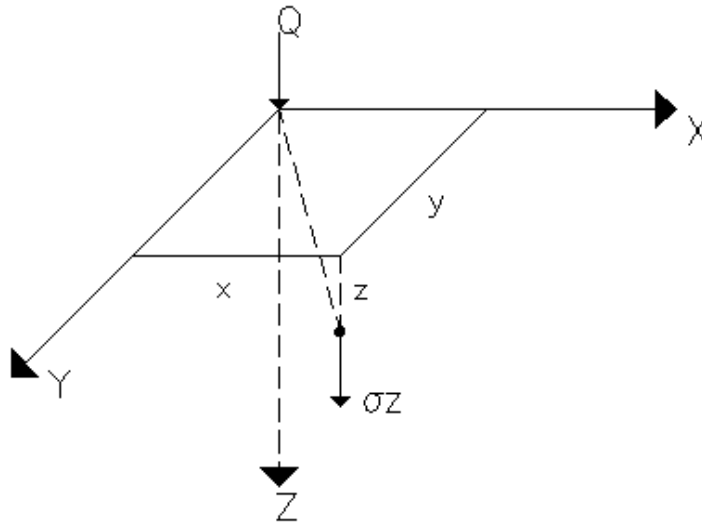


Figura 17. Esfuerzo vertical por carga puntual en la superficie  
 MANUEL DELGADO VARGAS, 1996, Ingeniería de Fundaciones: Fundamentos e Introducción al  
 Análisis Geotécnico. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

$$\sigma_z = \frac{3 \times Q \times z^3}{2 \times \pi \times R^5} \quad (33)$$

Dónde:

Q= El valor de la carga puntual

$$r = \sqrt{x^2 + y^2} \quad (34)$$

$$R = \sqrt{z^2 + r^2} \quad (35)$$

Si se desea hallar el valor del esfuerzo vertical producido por una carga distribuida en un área rectangular, se realiza la integración de la ecuación de Boussinesq la carga vertical es representada por  $dx dy$  y puede ser asimilada como una carga

puntual con magnitud  $qdx dy$ . Por lo tanto el esfuerzo vertical en P producido por la carga elemental es:

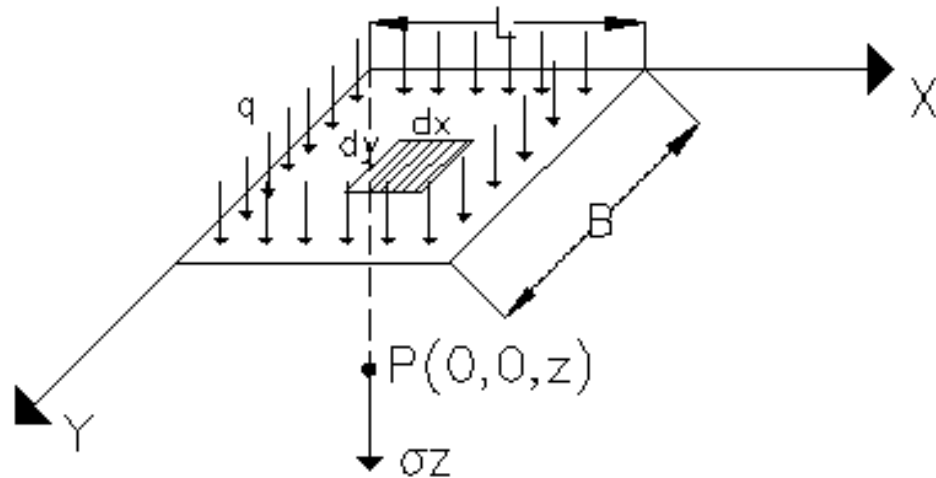


Figura 18. Esfuerzo vertical bajo la esquina de un área rectangular flexible.  
 MANUEL DELGADO VARGAS, 1996, Ingeniería de Fundaciones: Fundamentos e Introducción al Análisis Geotécnico. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

$$d\sigma_z = \frac{3 \times (q dx dy) \times z^3}{2 \times \pi \times (x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} \quad (36)$$

El incremento total en el esfuerzo vertical en el punto a analizar, se determina como lo propuso Newark (1935) usando la doble integración de la ecuación usando como límites horizontales ( $x=0$ ) a ( $x=L$ ) y ( $y=0$ ) a ( $y=B$ ) de lo cual se obtiene:

$$\sigma_z = q \times I_z \quad (37)$$

$$I_z = \frac{1}{4\pi} \times \left[ \frac{2mn(m^2+n^2+1)^{1/2}}{m^2+n^2+m^2n^2+1} \times \left( \frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1} \right) + \tan^{-1} \frac{2mn(m^2+n^2+1)^{1/2}}{m^2+n^2-m^2n^2+1} \right] \quad (38)$$

En donde  $m=B/z$ , y  $n=L/z$

Si se desea simplificar la ecuación se utiliza:

$$V = m^2 + n^2 + 1 \quad (39)$$

$$V_1 = (mn)^2 \quad (40)$$

Y se obtiene:

$$I_z = \frac{1}{4\pi} \times \left[ \frac{2mn\sqrt{V}}{V+V_1} \left( \frac{V+1}{V} \right) + \tan^{-1} \left( \frac{2mn\sqrt{V}}{V-V_1} \right) \right] \quad (41)$$

Si el valor de  $V_1 > V$  el valor de la arco tangente se convierte en negativo por lo tanto es necesario agregarle  $\pi$ .

La anterior ecuación permite extenderse a cualquier área que se encuentre compuesta por rectángulos aplicado en concepto de superposición por lo tanto si se quiere conocer el valor del incremento en el punto medio, se realiza mediante la siguiente ecuación:

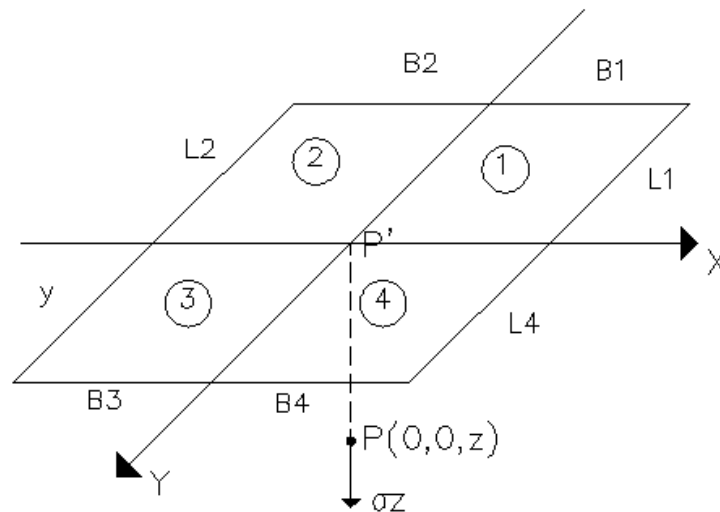


Figura 19. Esfuerzos verticales por superposición.

MANUEL DELGADO VARGAS, 1996, Ingeniería de Fundaciones: Fundamentos e Introducción al Análisis Geotécnico. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

$$\sigma_z = q(I_{z1} + I_{z2} + I_{z3} + I_{z4}) \quad (42)$$

#### 4.8.6 Análisis de Asentamientos en suelos arcillosos<sup>24</sup>

Anteriormente se definió la fórmula general con la cual se calcula el asentamiento debido a la consolidación de un estrato con espesor H como:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_0} H \quad (43)$$

Cuando los incrementos de presión o el valor de  $(\Delta e/1+e_0)$  varían con respecto a la profundidad se hace necesario expresar la ecuación en forma diferencial y obtener el asentamiento mediante la integración a lo largo del espesor del estrato, por lo tanto se obtendría que:

$$\Delta H = \int_0^H \frac{\Delta e}{1+e_0} dz \quad (44)$$

<sup>24</sup> Tomado de EULALIO JUAREZ BADILLO (1996). Mecánica de suelos: Fundamentos de la mecánica de suelos. Editorial Limusa Noriega.

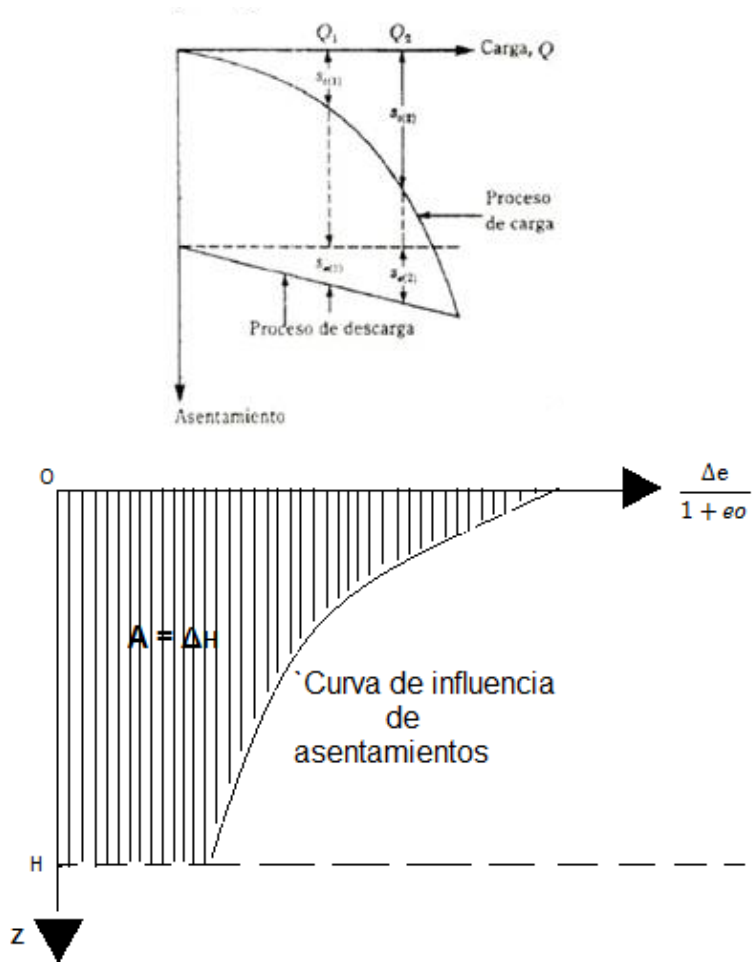


Figura 20. Métodos para la obtención de la curva de influencia de los asentamientos.  
 MANUEL DELGADO VARGAS, 1996, Ingeniería de Fundaciones: Fundamentos e Introducción al  
 Análisis Geotécnico. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

Si se desean hallar los valores del asentamiento total por consolidación primaria, se debe considerar como frontera superior el origen del eje z como se muestra en la figura 20.

Como se muestra en la figura 20 si se obtiene la gráfica de relación de vacíos contra presión se podrían hallar los valores de  $\Delta e$  hallando los valores de  $P_0$  que representa la presión actual efectiva en el suelo a la profundidad determinada, el valor de  $\Delta P$  se hallaría haciendo uso de la ecuación de Boussinesq, la cual proporcionaría el valor del nuevo esfuerzo efectivo, como  $P = P_0 + \Delta P$ . Con estos datos se halla gráficamente los valores de  $e_0$  y  $e_f$  y la diferencia de ellos corresponde al  $\Delta e$ .

## **5. METODOLOGIA**

### **5.1 Procedencia del Material**

Se debe realizar la búsqueda del material a utilizar, el cual debe ser una arcilla, se buscará este material en toda el área metropolitana de Bucaramanga ya sea en canteras, fincas, lotes o en predios de la universidad, sin llegar a invadir propiedad privada, de acuerdo con lo encontrado en cada sitio se escogerá el mejor sitio para extraer el material a utilizar en el presente proyecto de grado. El material utilizado fue extraído de la ladrillera el diamante (Vía Girón Km 3 Vereda Llanadas Finca El Diamante), el material extraído fue previamente conversado con el dueño de la ladrillera.

### **5.2 Caracterización Materiales Empleados**

Después de definir el sitio para extraer el materia, se procede a clasificarlo de acuerdo con el sistema unificado de clasificación de suelos, realizando los ensayos de granulometría, limite líquido, limite plástico y contenido de humedad con el objetivo de comprobar que el material corresponde al que se necesitara para la realización del proyecto, en este momento se da inicio a la elaboración del informe final.

A continuación se describen los ensayos realizados para la caracterización mecánica de los distintos materiales

### **5.2.1 Granulometría de agregados gruesos y finos (INV. E-213)**

Consiste en clasificar cuantitativamente por el peso los tamaños de las partículas de los agregados gruesos y finos, al filtrarlos en por tamices con fondo de mallas metálicas, formando una serie según indique la norma, dependiendo de la cantidades distribuidas en los tamices se definen las especificaciones a la que son aplicadas. Además de tener en cuenta que hay un límite para diferenciar los agregados gruesos y finos cuando se habla de suelo se identifica con las partículas que pasan por el tamiz N°200, lo que comúnmente es llamado fino.

Este método se usa principalmente para determinar la granulometría de los materiales propuestos que serán utilizados como agregados. Los resultados se emplean para determinar el cumplimiento de los requerimientos de las especificaciones que son aplicables y para suministrar los datos necesarios para la producción de diferentes agregados y mezclas que contengan agregados. Los datos pueden también servir para el desarrollo de las relaciones referentes a la porosidad y el empaquetamiento.

### **5.2.2 Ensayo para determinar el contenido de humedad de suelos y rocas, con base en la masa (NTC. 1495)**

Para muchos materiales, el contenido de agua, es una de las propiedades índice más significativas requeridas para establecer una correlación entre el comportamiento del suelo y sus propiedades índices. En suelos de grano fino (cohesivos), la consistencia de determinado tipo de suelos depende de su contenido de agua, el contenido de agua de un suelo, junto con sus límites líquido y plástico determinados con la norma NTC 4630, se usa para expresar su consistencia relativa o su índice de liquidez.

Una muestra experimental se seca en un horno a una temperatura de  $110\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 5\text{ }^{\circ}\text{C}$  a más constante. La pérdida de masa debida al secado se considera como el contenido de agua. El contenido de agua se calcula usando la masa de agua y la masa de la muestra seca.

### **5.2.3 Método de ensayo para la determinación del límite líquido, del límite plástico y del índice de plasticidad de los suelos cohesivos (NTC. 4630)**

Consisten en medir la cohesión del terreno y su contenido de humedad, Las muestras se procesan con el material que pasa por el tamiz de 425 mm (No. 40).

#### **5.2.3.1 Limite Liquido (NTC. 4630)**

El límite líquido se determina mediante ensayos en los cuales una porción de la muestra se extiende en un recipiente de bronce con forma de casquete esférico, se divide diametralmente en dos con un ranurador, y luego se le hace fluir hasta juntarse debido a los golpes causados por la caída reiterativa del recipiente sobre la base de un aparato mecánico estandarizado. La determinación del límite líquido se puede realizar a través de dos métodos:

##### **5.2.3.1.1 Método A**

Se debe colocar una porción de suelo preparado en el recipiente del aparato de límite

Líquido, luego se debe hacer una ranura en la masa de suelo con el ranurador, con el extremo biselado hacia fuera, atravesando el suelo con una línea que una los puntos más alto y más bajo del borde del recipiente a continuación se debe verificar que no haya desmoronamiento de suelo en la base o en la superficie inferior del recipiente, se observa que una burbuja de aire no cause cierre prematuro de la ranura, fijándose que ambos lados de la ranura fluyan aproximadamente con la misma forma, pasamos a registrar el número de golpes, requerido para cerrar la ranura.

Esto se repite en por lo menos tres intentos adicionales que produzcan sucesivamente menores números de golpes para cerrar la ranura. Uno de los intentos debe ser para un cierre que requiera de 25 a 35 golpes, uno para un cierre entre 20 y 30 golpes y otro para un cierre que requiera de 15 a 25 golpes. Se determina el contenido de agua, de la muestra de suelo para cada uno de los intentos realizados de acuerdo con el método de ensayo descrito en la NTC 1495.

### **5.2.3.1.2 Método B**

Se debe colocar una porción de suelo preparado en el recipiente del aparato de límite

Líquido, luego se debe hacer una ranura en la masa de suelo con el ranurador, con el extremo biselado hacia fuera, atravesando el suelo con una línea que una los puntos más alto y más bajo del borde del recipiente a continuación se debe verificar que no haya desmoronamiento de suelo en la base o en la superficie inferior del recipiente, se observa que una burbuja de aire no cause cierre prematuro de la ranura, fijándose que ambos lados de la ranura fluyan aproximadamente con la misma forma, pasamos a registrar el número de golpes, requerido para cerrar la ranura.

Esto se repite en por lo menos dos intentos adicionales que produzcan sucesivamente menores números de golpes para cerrar la ranura, los intentos debe ser para un cierre que requiera de 20 a 30 golpes. Se determina el contenido de agua, de la muestra de suelo para cada uno de los intentos realizados de acuerdo con el método de ensayo descrito en la NTC 1495.

### **5.2.3.2 Limite Plástico (NTC. 4630)**

Se selecciona una porción de 20 g de suelo del material preparado para el ensayo del límite líquido, ya sea después de la segunda mezcla antes del ensayo, o del suelo que quedó después de terminar el ensayo.

El límite plástico resulta de amasar y enrollar alternamente una pequeña porción de suelo plástico formando cilindros de 3,2 mm de diámetro hasta que el contenido de agua se reduzca a un punto en el cual los cilindros se desmoronen y no puedan ser amasados y enrollados nuevamente, se juntan las porciones del cilindro desmoronado colocándolas en una cápsula, inmediatamente se cubre el recipiente el contenido de agua del suelo en este punto es reportado como el límite plástico.

Se determina el contenido de humedad del suelo en los recipientes, siguiendo el método de ensayo descrito en la NTC 1495.

El Índice de plasticidad se calcula como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

#### **5.2.4 Ensayo Normal de Compactación (INV. E-141-07)**

Después de tener clasificado el material encontrado, se procede a realizar ensayos de compactación Proctor Estándar con el fin de conocer su humedad óptima y su peso específico seco máximo.

El siguiente método de ensayo se emplea para determinar la relación entre la humedad y la masa unitaria de los suelos compactados en un molde de un tamaño dado con un martillo de 2.5 kg (5.5 lb) que cae desde una altura de 305 mm (12").

Se mezcla perfectamente la muestra representativa escogida con agua suficiente para humedecerla, aproximadamente, hasta un 4 por ciento por debajo del contenido óptimo de humedad. Se prepara un espécimen compactando el suelo humedecido en el molde de 101.6 mm (4") de diámetro (con el collar ajustado) en tres capas aproximadamente iguales y que den una altura total compactada de alrededor de 125 mm (5"). Se compacta cada capa mediante 25 golpes uniformemente distribuidos con el martillo con una caída libre de 305 mm (12") por encima de la altura aproximada del suelo compactado cuando se usa un martillo operado manualmente o desde 305 mm (12") sobre la elevación aproximada del suelo compactado cuando se emplee el martillo operado mecánicamente. Durante la compactación, el molde deberá permanecer firme sobre un soporte denso, uniforme, rígido y estable, después de la compactación, se remueve el collar de extensión, se recorta cuidadosamente el suelo compactado que sobresalga en la parte superior del molde usando la regla metálica. Se pesa el molde con el suelo húmedo, en kilogramos.

Se saca la muestra compactada del molde y se corta verticalmente a través de su centro y se toma una muestra representativa acorde con la norma NTC. 1495 del material de una de las caras del corte; se pesa inmediatamente y se seca en un horno a  $110 \pm 5$  °C ( $230^\circ \pm 9$  °F) por un tiempo mínimo de 12 horas o hasta masa constante, para determinar el contenido de agua.

Esta serie de determinaciones se debe continuar hasta que disminuya o no haya cambio en la masa unitaria húmeda del suelo compactado

### **5.2.5 Método de ensayo para determinar las propiedades de consolidación unidimensional de los suelos (NTC. 1967)**

Se debe realizar el ensayo de consolidación que consiste en determinar la magnitud y la velocidad de consolidación de un suelo, cuando este se confina lateralmente y drena axialmente, mientras se somete a carga con esfuerzo controlado, aplicada en incrementos graduales, ya que éste es un problema natural de los suelos finos, como arcillas y limos, por ende todas las edificaciones fundadas sobre este tipo de suelo enfrentarán este fenómeno. Por lo anterior es de vital importancia conocer la velocidad de asentamiento total.

En este método se obtiene la muestra del ensayo normal de compactación (INV. E-141-07), dicha muestra se lleva al consolidómetro y saturando la muestra se aplican sucesivamente cargas 12 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, etc., para cada incremento se registra la altura o cambio en ésta, a intervalos de tiempo de aproximadamente 0,1 min, 0,25 min, 0,5 min, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min y 1 h, 2 h, 4 h, 8 h y 24 h (ó 0,09 min, 0,25 min, 0,49 min, 1 min, 4 min, 9 min etc., si se presentan los datos tiempo-deformación medidos desde el momento de la aplicación de cada incremento de presión, este método finaliza cuando el material deja de deformarse (no se presenta cambio de altura).

En este método de ensayo una muestra de suelo se confina lateralmente y se carga axialmente con incrementos de esfuerzos totales. Cada incremento de esfuerzo se mantiene hasta que el exceso de presiones del agua de poros se disipe completamente. Durante el proceso de consolidación se hacen mediciones del cambio de altura de la muestra y esos datos se usan para determinar la relación entre el esfuerzo efectivo y la relación de vacíos o deformación, y la velocidad a la cual puede ocurrir la consolidación, mediante la evaluación del coeficiente de consolidación.

Los resultados del ensayo de consolidación dependen de la magnitud de los incrementos de carga. Tradicionalmente, la carga se duplica para cada incremento, lo que da como resultado una razón de incremento de carga de 1. Para muestras inalteradas, este procedimiento de carga ha suministrado datos a partir de los cuales los estimados de la presión de preconsolidación o máxima presión a la que estuvo previamente consolidada la muestra, se puede comparar directamente con mediciones de campo, usando técnicas

de evaluación establecidas. Se pueden usar otros programas de carga para modelar condiciones particulares de campo o para cumplir requisitos especiales. Por ejemplo, *puede ser recomendable saturar y cargar el espécimen de acuerdo con el patrón de humedad o de carga esperado en campo, con el fin de simular mejor la respuesta. Pueden ser recomendables relaciones de incremento de carga menores que las estándar, para suelos que son muy sensibles o para aquellos cuya respuesta depende considerablemente de la tasa de deformación.*

Este método de ensayo emplea la teoría de consolidación convencional basada en la ecuación de consolidación de Terzaghi.

### 5.2.5.1 Curva de consolidación

Se tendrá en cuenta la curva de consolidación para realizar su respectivo análisis.

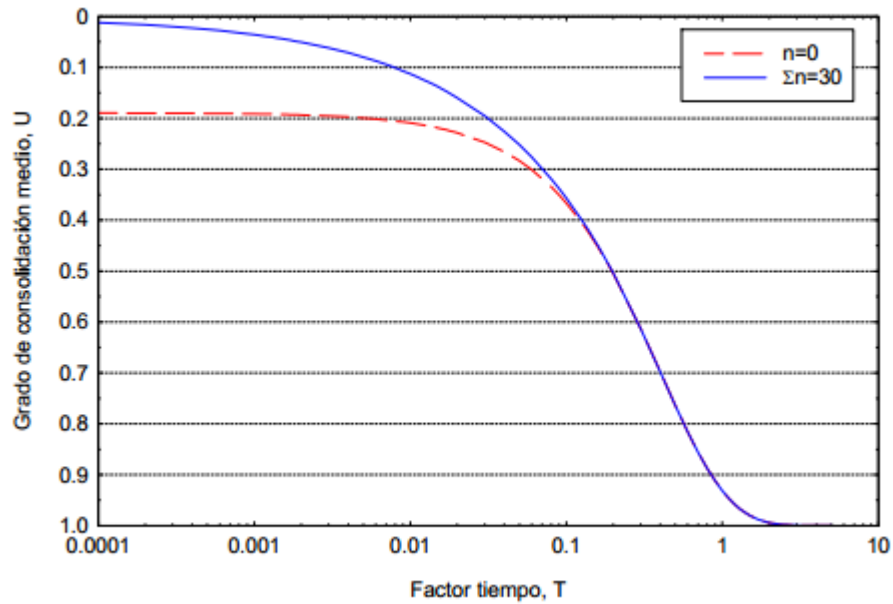


Figura 21. Curva de consolidación.

RICO-DEL CASTILLO (1999). Ingeniería de suelos en las vías terrestres: carreteras, ferrocarriles y aeropistas. Ed. Limusa Noriega.

### 5.2.5.2 Curvas de compresibilidad

Se tendrá en cuenta la curva de compresibilidad para obtener las relaciones de vacíos correspondientes a las cargas aplicadas.

Además se obtendrá los siguientes parámetros de la curva de compresibilidad:

*Índice de compresión (Cc):* Pendiente del tramo virgen.

*Índice de Hinchamiento (Cs):* Pendiente del tramo de descarga.

$$C_c = \frac{e_{inicial} - e_{final}}{\log\left(\frac{\sigma'_{final}}{\sigma'_{inicial}}\right)} \quad C_s = \frac{e_{final} - e_{inicial}}{\log\left(\frac{\sigma'_{inicial}}{\sigma'_{final}}\right)}$$

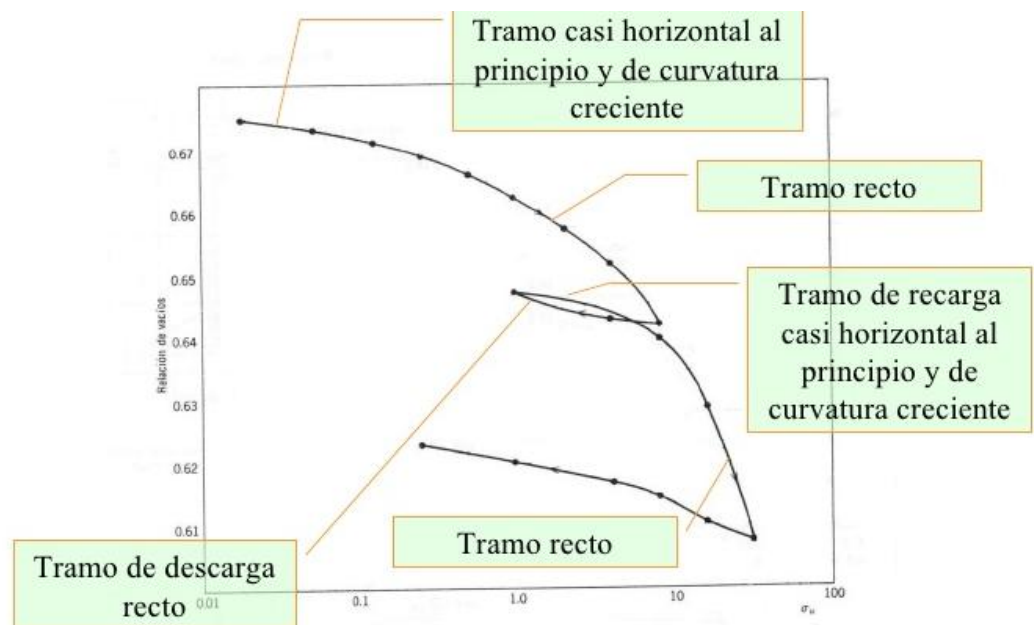


Figura 22. Curva de compresibilidad

RICO-DEL CASTILLO (1999). Ingeniería de suelos en las vías terrestres: carreteras, ferrocarriles y aeropistas.  
Ed. Limusa Noriega.

### **5.2.6 Caracterización material**

Ya finalizados los ensayos de laboratorio se procede a caracterizar el material que servirá como carga en el modelo a escala de consolidación.

Para esto se usaron cilindros de concreto del laboratorio de ingeniería civil que son usados en pruebas de compresión, se clasificó de manera tal que no estuvieran muy fisurados ni dañados.

Cada cilindro fue pesado y marcado hasta que en su totalidad se obtuviera un poco más de 1 Tonelada.

### **5.2.7 Modelo a Escala**

Para este modelo a escala se realizó un cajón en mampostería H-10 con dimensiones de 1m x 1m x 1m, con su respectivo desagüe el cual fue cubierto de geo textil, luego se introdujo una capa de agregado de 30 cm de espesor, posteriormente cubierto con geo textil y finalmente se introdujo el material arcilloso el cual fue compactado en capas de 15 cm con un pisón. Este modelo a escala fue ubicado en el edificio K en el laboratorio de Construcciones.

Para poder medir la deformación generada en toda esta área, fue cubierta con una lámina de aluminio y sobre esta reposaron los dos deformímetros los cuales fueron muy bien asegurados sobre las paredes del modelo y muy bien cubiertos para que el agua o la intemperie los afectara.

En el modelo a escala se tomaron mediciones como si se tratara de un ensayo de consolidación común y corriente salvo que la carga no sería tan alta como se realiza en este ensayo y se tomaron mediciones de cada uno de los deformímetros teniendo así dos ensayos para su posterior comparación.

## 6. RESULTADOS

### 6.1 Caracterización materiales empleados

Respetando la metodología se presentaron los siguientes resultados de los ensayos en los materiales empleados.

#### 6.1.1 Granulometría de agregados gruesos y finos (INV. E-213)

Se presenta a continuación los resultados de los 3 ensayos de granulometría realizados al material en la tabla 2 donde se consignan los valores porcentuales de gravas, arenas y granos finos.

	<b>%GRAVAS</b>	<b>%ARENAS</b>	<b>%FINOS</b>
Granulometría 1	4,8	46,5	48,8
Granulometría 2	6,2	41,7	52,1
Granulometría 3	6,3	43,5	50,3
Promedio	<b>5,8</b>	<b>43,9</b>	<b>50,4</b>

Tabla 2. Ensayos granulométricos.

Se evidencia que el porcentaje de granos finos es superior al 50% lo cual quiere decir que es un suelo fino con alto contenido de arenas, para clasificar el suelo es necesario el resultado de los ensayos de límites de Atterberg.

A continuación se presentan las 3 graficas correspondientes a los ensayos de granulometría, en este se puede evidenciar que los 3 esquemas son muy similares.

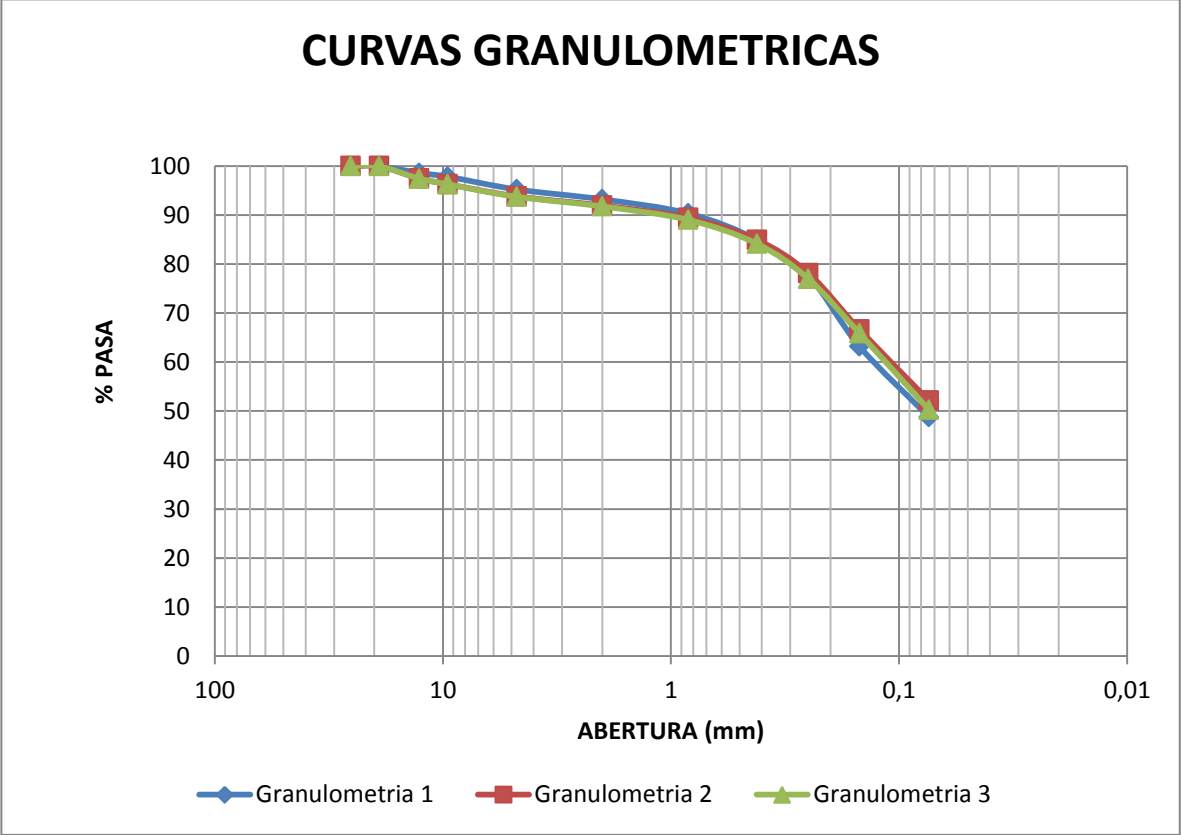


Figura 23. Ensayos granulométricos.

### 6.1.2 Método de ensayo para la determinación del límite líquido, del límite plástico y del índice de plasticidad de los suelos cohesivos (NTC. 4630)

Se presenta a continuación los resultados del ensayo de límite líquido y límite plástico en la tabla 3 en lo que consisten en medir la cohesión del terreno y su contenido de humedad, Las muestras se procesan con el material que pasa por el tamiz de 425 mm (No. 40).

Los resultados obtenidos en el laboratorio son:

ENSAYO	LIMITE LIQUIDO (%)	LIMITE PLASTICO (%)	INDICE DE PLASTICIDAD (%)
1	37,16	14,28	22,88
2	38,00	14,34	23,66
3	37,00	14,62	22,38
Promedio	37,39	14,41	22,97

Tabla 3. Ensayos Límites

El material ensayado posee un límite líquido de 37.39%, un límite plástico de 14.41% y un índice de plasticidad de 22.97%

### 6.1.3 Sistemas de clasificación de suelos

Teniendo los resultados de granulometría y límites se obtiene la clasificación del material dispuesto para el trabajo de grado.

#### 6.1.3.1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

Se observa que el promedio de los 3 ensayos de granulometría pasa más del 50% pasa el tamiz No.200 por lo tanto es un suelo de grano fino.

Para la clasificación según el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS) necesitamos los datos de Limite Liquido e Índice de Plasticidad. Sacando el promedio de los 3 ensayos tanto Limite Liquido como el Índice de Plasticidad se indican a continuación:

Limite Liquido (Promedio) = 37.39%

Índice de Plasticidad (Promedio) = 22.97%

#### Gráfica de plasticidad del USCS

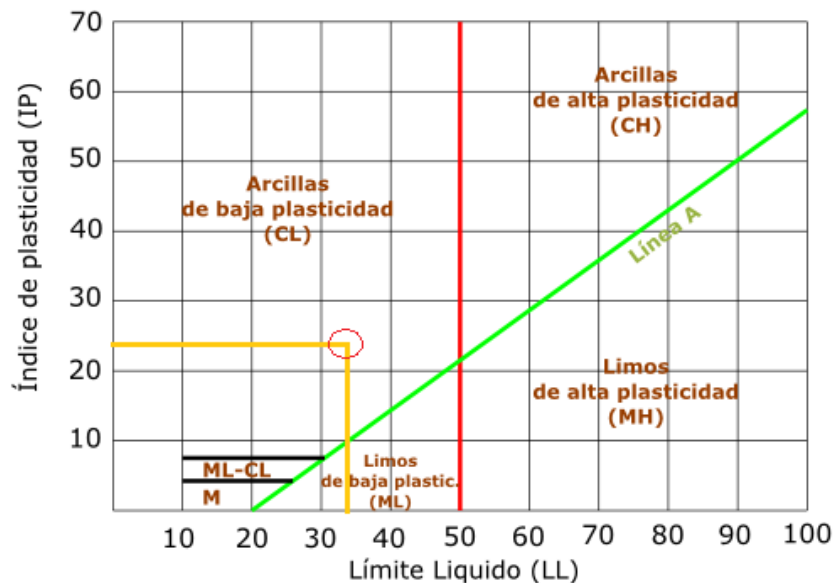


Figura 24. Grafica de plasticidad SUCS

Según él según el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS) se presenta un suelo Arcilloso de baja plasticidad (CL).

### 6.1.3.2 Sistema de Clasificación de suelos de la AASHTO

Se promedió de los 3 ensayos de granulometría lo que pasa por el tamiz No.10, No.40 y No.200 el resultado se indica a continuación:

Tamiz No.10 = **92.3%**

Tamiz No.40 = **84.7%**

Tamiz No.200 = **50.4%**

*Se observa que en los 3 ensayos de granulometría pasa más del 35% pasa el tamiz No.200 por lo tanto es un material Limo – Arcilloso.*

*El porcentaje que pasa por las mallas No.10, No.40 y No.200 es más del 36%.*

Para la clasificación según el sistema de clasificación de suelos de la AASHTO necesitamos los datos de Limite Líquido e Índice de Plasticidad.

Sacando el promedio de los 3 ensayos tanto Limite Líquido como el Índice de Plasticidad se indican a continuación:

Limite Líquido (Promedio) = **37.39%**

Índice de Plasticidad (Promedio) = **22.97%**

*Es un suelo A-6 ya que el Limite Líquido debe ser menor del 40% y el índice de plasticidad debe ser mayor del 10%.*

El índice de grupo es posible calcularlo mediante la siguiente ecuación:

$$IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd$$

Dónde:

a= Porcentaje que pasa el tamiz No.200, mayor que 35 y menor que 75, expresado en un número entero (0 a 40).

b= Porcentaje que pasa el tamiz No. 200, mayor que 15 y menor que 55, expresado en un número entero (0 a 40).

c= La parte del límite líquido mayor de 40 y menor de 60, expresada en un número entero (0 a 20).

d= La parte del índice de plasticidad mayor que 10 y menor que 30, expresado en un numero entero (0 a 20)

$$a = 50 - 35 = 15$$

$$b = 50 - 15 = 35$$

$$c = 37 - 40 = -3 \text{ (Se considera 0)}$$

$$d = 23 - 10 = 13$$

$$IG = (0.2 \cdot 15) + (0.005 \cdot (15 \cdot 0)) + (0.01 \cdot (35 \cdot 13))$$

$$IG = 7.55 = \underline{8}$$

Según el según el sistema de clasificación de suelos AASHTO se presenta un suelo A-6 (8) material Limo – Arcilloso.

#### 6.1.4 Ensayo Normal de Compactación (INV. E-141-07)

Los valores obtenidos de densidad máxima seca y humedad optima, mediante el ensayo de compactación según la norma INV E-141-07, se encuentran consignados en la tabla 4.

ENSAYO	DENSIDAD MAXIMA SECA $\gamma_d$ (T/m <sup>3</sup> )	HUMEDAD ÓPTIMA $\omega$ (%)
1	8,73	13,08
2	8,86	14,31
3	8,9	14,55
Promedio	8,83	13,98

Tabla 4. Ensayos compactación

El valor promedio obtenido de los 3 ensayos realizados nos arroja una densidad máxima seca de 8.83 T/m<sup>3</sup> y una humedad optima de 13.98%

## 6.1.5 Método de ensayo para determinar las propiedades de consolidación unidimensional de los suelos (NTC. 1967)

### 6.1.5.1 Carga consolidación 1

Los resultados de Consolidación 1A están indicados en la Figura 25. Datos obtenidos Anexo D Consolidación 1A.

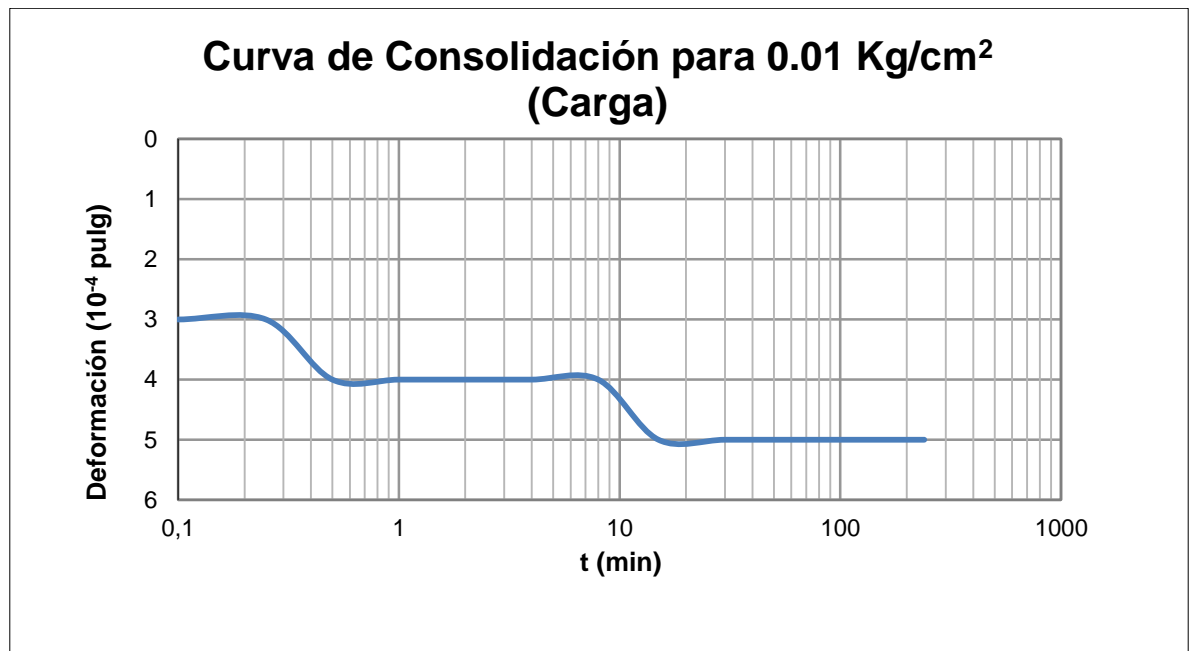


Figura 25.Consolidación 1A

La curva de consolidación para la carga de 0.01 kg/cm<sup>2</sup> no tiene la forma indicada para obtener el valor de t<sub>50</sub>, por lo tanto es necesario realizar la gráfica de deformación contra la raíz cuadrada del tiempo con el fin de conseguir el valor del t<sub>90</sub>, el cual es útil para calcular el valor del coeficiente de consolidación C<sub>v</sub>.

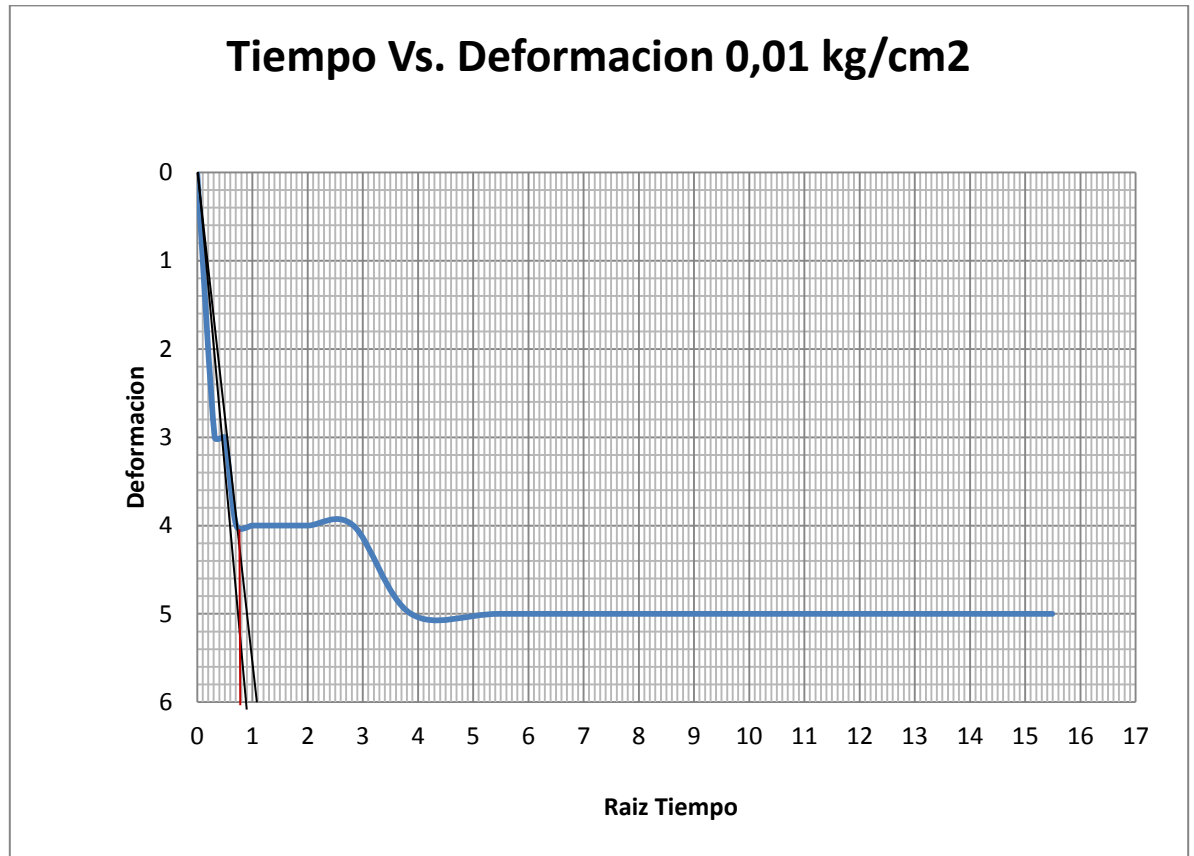


Figura 26.Consolidación 1A

Para obtener el valor de t<sub>90</sub> primero se traza una línea recta que va desde el valor de 0 en el eje de las ordenadas que representa la deformación, la línea es la prolongación del primer tramo recto de la curva y se lleva hasta el intersección con el eje de las abscisas, el cual representa la raíz cuadrada del tiempo y será denominado como el valor "d". El valor obtenido se multiplica por 1.15 y se traza una línea que va desde 1.15 veces d hasta el valor de 0 en la deformación. Al punto en el cual se cruzan la línea dibujada y la gráfica se le halla su valor en el eje de las abscisas y este será el valor de la raíz cuadrada del t<sub>90</sub>, que representa el tiempo en el cual ha transcurrido el 90% de la consolidación primaria.

En la figura 26 se observa cierta incertidumbre en los datos ya que la forma que toman los datos son muy poco comunes, esto puede atribuirse a la falta de cifras significativas ya que el ensayo se realizó con unos valores de carga atípicos debido a la necesidad de practicidad en el modelo a escala

real y para estos valores bajos de carga se obtuvieron pequeñas variaciones en la deformación.

El valor de  $t_{90}$  es de 0.64 minutos.

Los resultados de Consolidación 1B están indicados en la Figura 27. Datos obtenidos Anexo D Consolidación 1B.

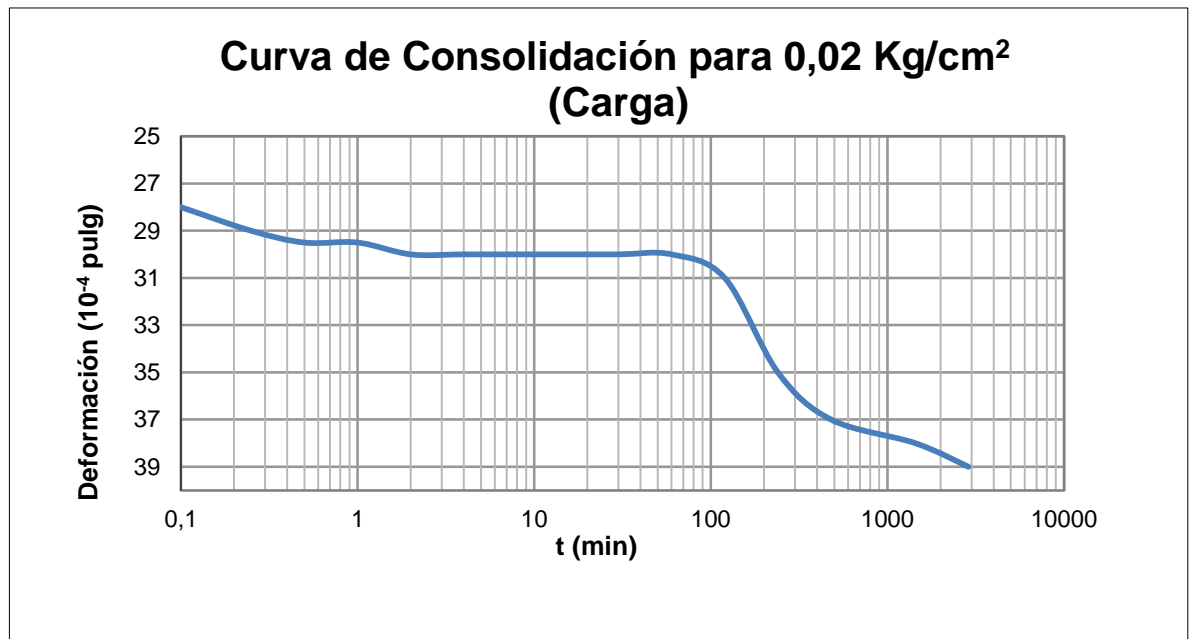


Figura 27.Consolidación 1B

El segundo ciclo de carga en el ensayo de consolidación para la primera muestra tampoco permite hallar el valor de  $t_{50}$  ya que por la forma en que se presentaron los datos hace que sea aconsejable obtener el valor del  $t_{90}$  para estimar el coeficiente de consolidación  $c_v$ .

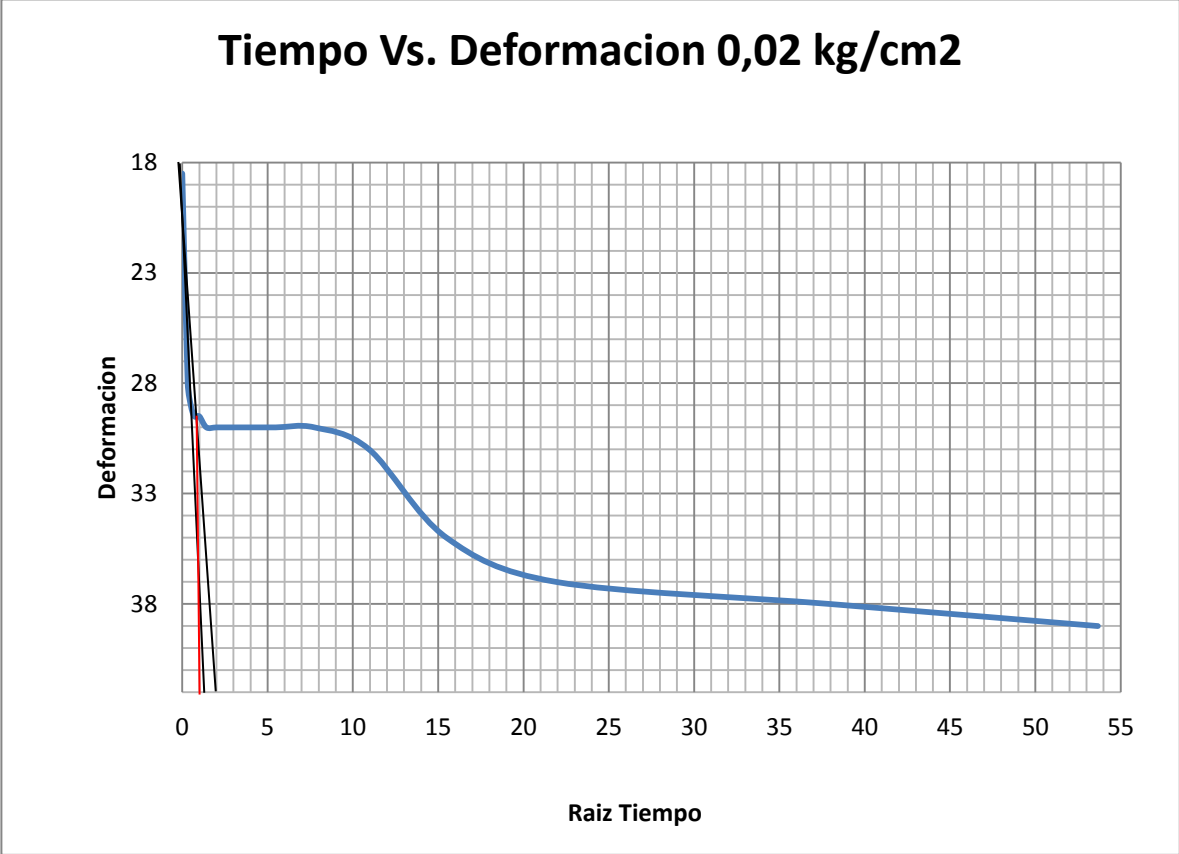


Figura 28.Consolidación 1B

El valor de  $t_{90}$  fue obtenido de la misma manera en que se describió anteriormente. La figura 28 muestra cierta incertidumbre, la cual es atribuida nuevamente a la falta de cifras significativas en los deformímetros que permitan obtener de manera más eficaz estos datos.

El valor de  $t_{90}$  es de 1 minuto

Los resultados de Consolidación 1C están indicados en la Figura 29. Datos obtenidos Anexo D Consolidación 1C.

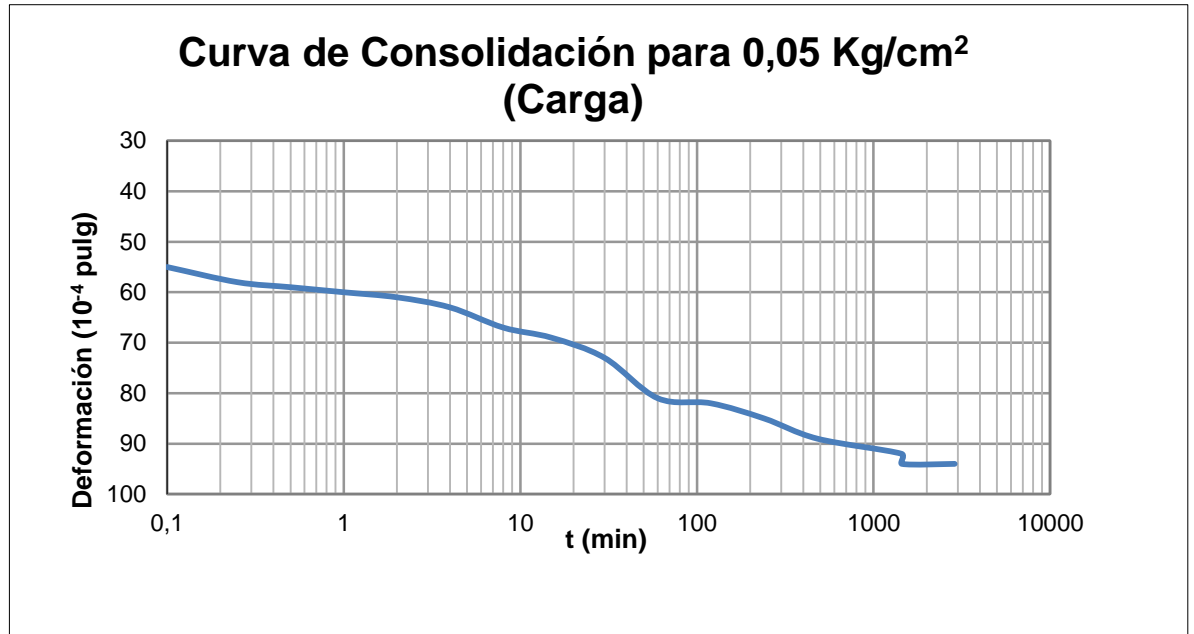


Figura 29.Consolidación 1C

En el tercer ciclo de carga que corresponde a un esfuerzo de 0.05 kg/cm<sup>2</sup>, no es posible encontrar el valor del t<sub>50</sub> por lo tanto es necesario realizar la gráfica de deformación contra raíz cuadrada del tiempo para obtener el valor de t<sub>90</sub>

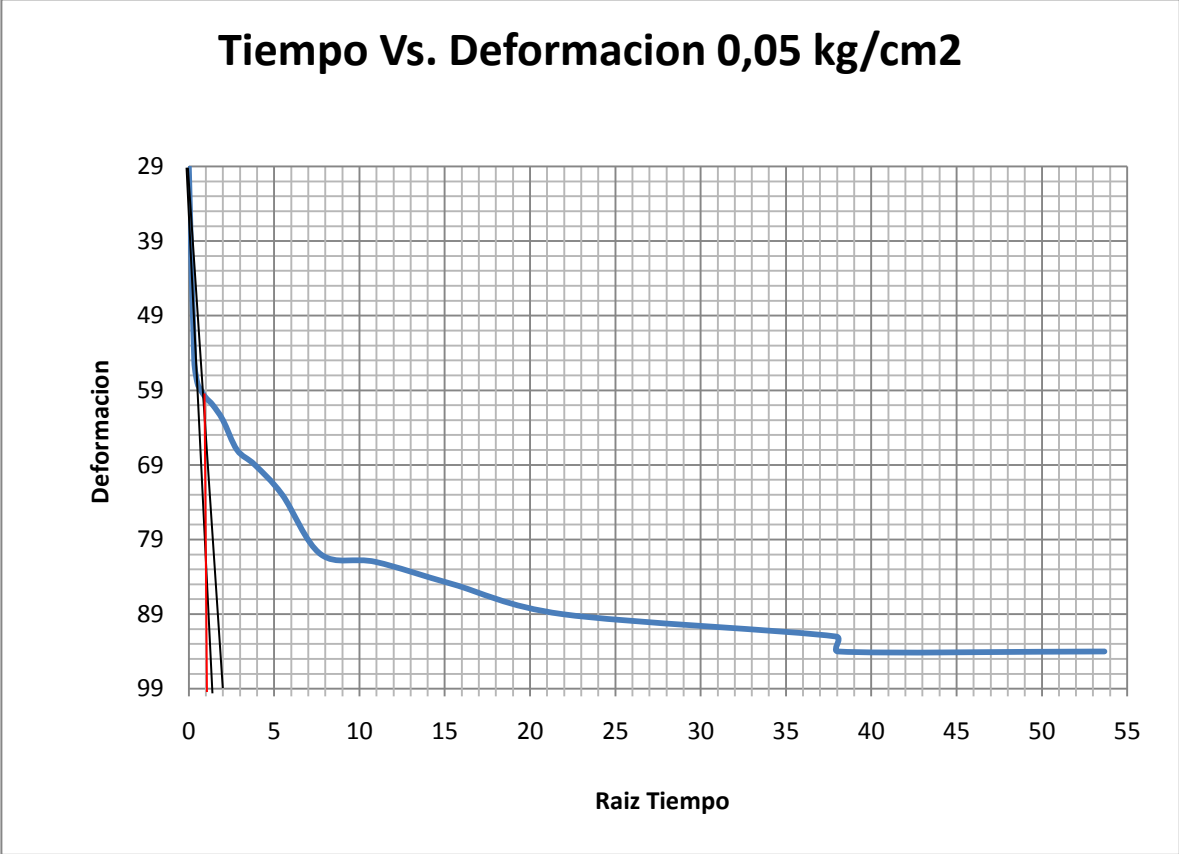


Figura 30.Consolidación 1C

En la figura 30 se evidencia un valor de incertidumbre el cual es generado por la falta de cifras significativas en los datos de deformación.

El valor de  $t_{90}$  obtenido es de 1 minuto.

Los resultados de Consolidación 1D están indicados en la Figura 31. Datos obtenidos Anexo D Consolidación 1D.

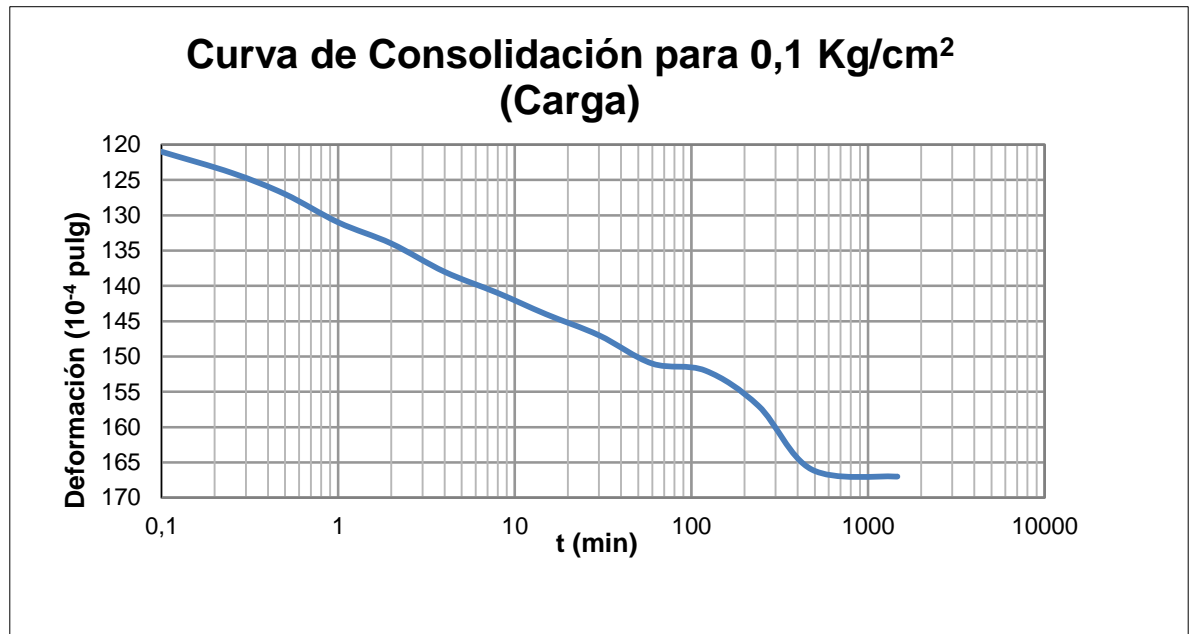


Figura 31.Consolidación 1D

Al igual que todos los ciclos de carga anteriores no se puede hallar de manera gráfica el valor de  $t_{50}$ , por lo tanto se considera como un comportamiento constante dentro de los ciclos de carga bajos, esto hace necesario realizar la gráfica de deformación contra la raíz cuadrada del tiempo para obtener el valor de  $t_{90}$  y de esta manera hallar el valor del coeficiente de consolidación  $c_v$ .

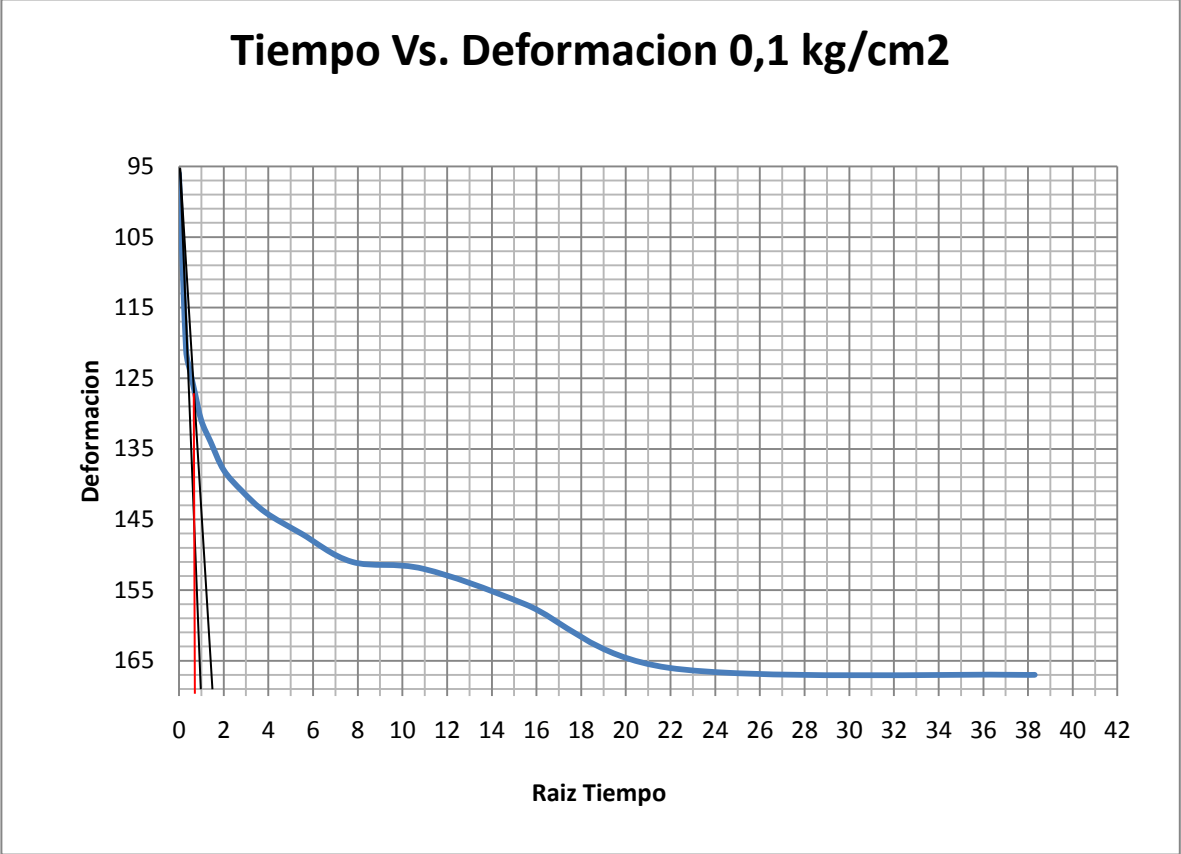


Figura 32.Consolidación 1D

Se evidencia que la incertidumbre en ciertos datos es una constante a lo largo de los ciclos de carga por lo tanto hace poco fiable el resultado obtenido como t90.

El valor obtenido de t90 es de 0.64 minutos

En la figura 32 se presenta un resumen de los datos obtenidos en cada uno de los ciclos de carga utilizando la siguiente ecuación:

$$Cv = \frac{T \times H^2}{t} \quad (45)$$

Tomando H como la altura promedio dividida en 2 porque la muestra se encuentra drenada por dos caras.

H	1,305	cm
T90	0,848	min

Tabla 5. Altura – T90 Consolidación 1

$\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	t90 (min)	CV (cm <sup>2</sup> /min)
0,01	0,64	2,257
0,02	1	1,444
0,05	1	1,444
0,1	0,64	2,257

Tabla 6. Carga – t90 – CV Consolidación 1.

Los resultados de Consolidación 1 (Relación de vacíos vs logaritmo de presión) están indicados en la Figura 33. Datos obtenidos Anexo D Consolidación 1.

**RELACION DE VACIOS VS LOGARITMO DE PRESION  
CONSOLIDACION 1**

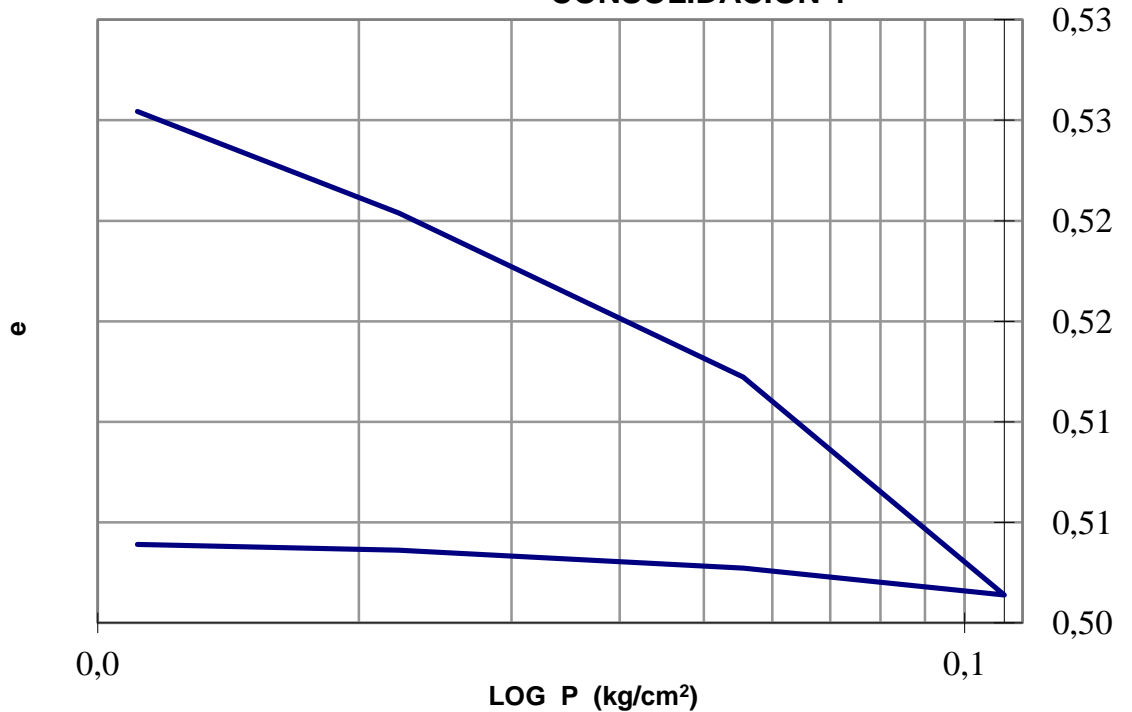


Figura 33. Relación de vacíos vs presión

Los valores de descarga fueron realizados para presentar de manera completa la curva de compresibilidad, pero no serán tenidos en cuenta ya que en el modelo a escala real solo se tuvo en cuenta la consolidación para el primer ciclo de carga que corresponde a 0.01 kg/cm<sup>2</sup>.

### 6.1.5.2 Carga consolidación 2

En los resultados del ensayo número 2 de consolidación se encontraron numerosas similitudes con el ensayo número 1 como la descrita con la incertidumbre en la gráfica de deformación contra raíz cuadrada del tiempo debida a la falta de cifras significativas en los datos. Los resultados de t<sub>90</sub> y cv se encuentra consignados en la tabla 7 y la tabla 8.

H	1,305	cm
T90	0,848	min

Tabla 7. Altura – T90 Consolidación 2

$\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	t <sub>90</sub> (min)	CV (cm <sup>2</sup> /min)
0,01	0,16	9,0260325
0,02	0,36	4,01157
0,05	0,81	1,78292
0,1	0,25	5,7766608

Tabla 8. Carga – t<sub>90</sub> – CV Consolidación 3

Los resultados de Consolidación 2 (Relación de vacíos vs logaritmo de presión) están indicados en la Figura 34. Datos obtenidos Anexo E Consolidación 2.

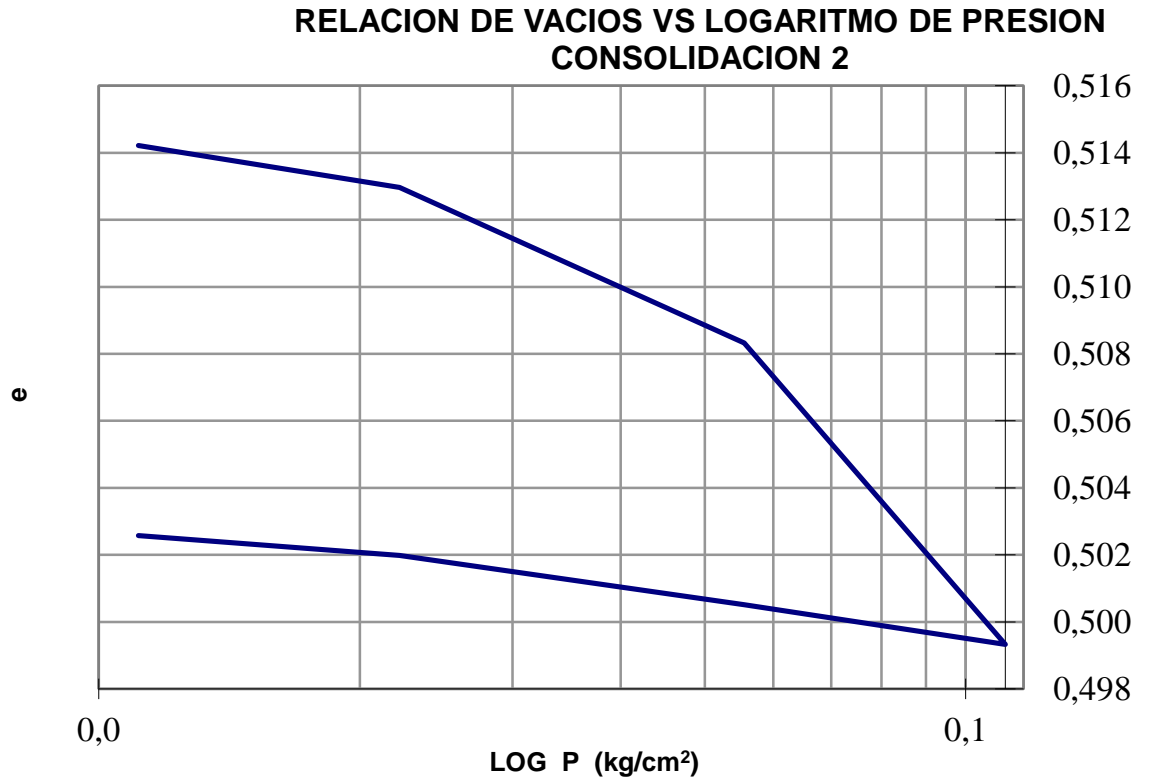


Figura 34. Relación de vacíos vs presión

### 6.1.5.3 Carga consolidación 3

El ensayo numero 3 también presenta un comportamiento similar con los datos obtenidos en las muestras anteriores, los datos se resumen en la tabla 9 y la tabla 10.

H	1,25	cm
T90	0,848	min

Tabla 9. Altura – T90 Consolidación 3

$\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	t90 (min)	CV (cm <sup>2</sup> /min)
0,01	1	1,4441652
0,02	0,64	2,25650813
0,05	1	1,4441652
0,1	9	0,1604628

Tabla 10. Carga – t90 – CV Consolidación 3

Los resultados de Consolidación 3 (Relación de vacíos vs logaritmo de presión) están indicados en la Figura 35. Datos obtenidos Anexo F Consolidación 3.

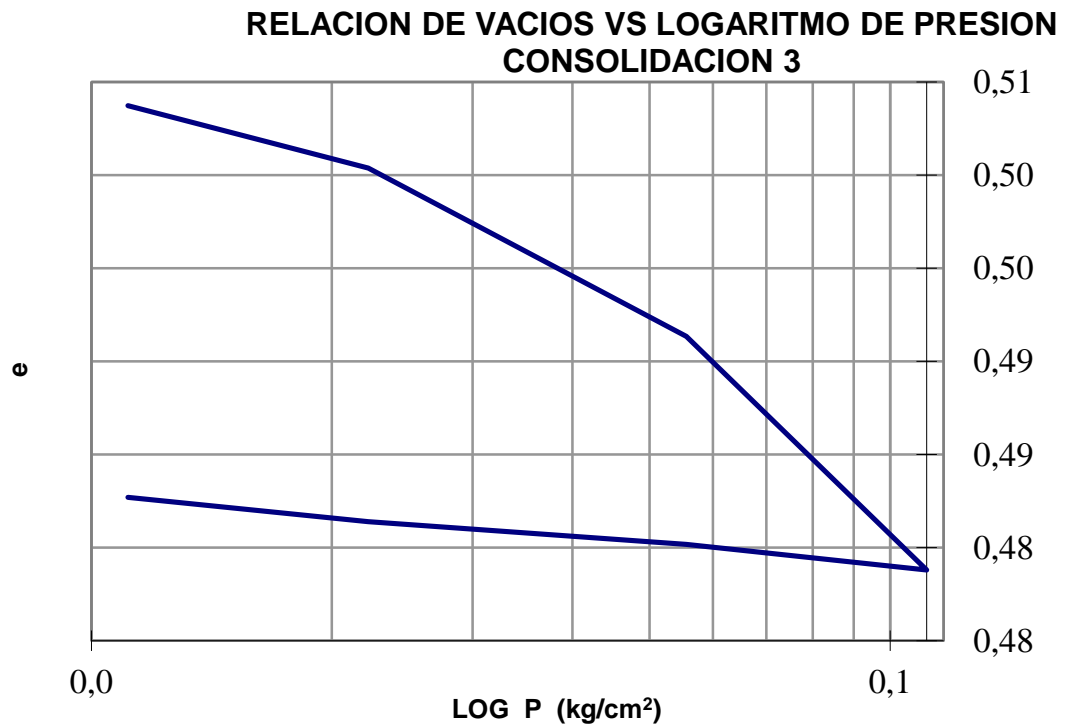


Figura 35. Relación de vacíos vs presión

### 6.1.6 Determinación de la masa usada en el modelo a escala

Para realizar la carga sobre el modelo, se utilizaron cilindros de concreto, los resultados de caracterización del material están indicados en la tabla 11 que se muestra a continuación.

Cilindro #	Peso (gramos)	Cilindro #	Peso (gramos)				
1	11916	43	12598	23	13141	65	12437
2	11876	44	12301	24	11842	66	11788
3	12872	45	12084	25	11339	67	12791
4	12555	46	11444	26	11620	68	12591
5	12096	47	13395	27	12419	69	12306
6	12568	48	13182	28	11812	70	12610
7	12612	49	11808	29	12565	71	11655
8	12449	50	12746	30	11394	72	11776
9	11963	51	12176	31	12742	73	13019
10	11389	52	11699	32	11955	74	12105
11	11620	53	12400	33	12011	75	12960
12	12743	54	11184	34	13205	76	12104
13	12075	55	12322	35	12655	77	13096
14	12709	56	12662	36	12430	78	11450
15	12575	57	13162	37	11778	79	12681
16	12328	58	12495	38	11346	80	11794
17	11660	59	12016	39	11790	81	11890
18	12244	60	12442	40	12302	82	1829
19	12876	61	11982	41	11861	83	10915
20	11751	62	12560	42	12037	84	12475
21	12346	63	11494				
22	12655	64	12367				

**TOTAL CILINDROS =  
1016913 g**

Tabla 11. Caracterización Material

## **7. ANALISIS DE RESULTADOS**

Para el modelo a escala se utilizó el espacio otorgado por la facultad de ingeniería civil en el laboratorio de construcciones, donde se aprovechó del espacio ocupado por uno de los baños. Primero se ubicó un geotextil en el lugar por donde se iba a drenar el agua con el fin de que no se filtrara el material y se garantizara que por este sitio solo se expulsara el agua. En la parte inferior del cajón de confinación se ubicó un estrato granular de 30 cm compuesto por material de trituración para que actuara como filtro, sobre este estrato se colocó el material arcilloso a ensayar compactándose con un pisón metálico en capas de 10 cm hasta lograr los 90 cm necesarios para el estudio.

Sobre la capa arcillosa se ubicó una lámina de aluminio calibrada para que la carga se distribuyera de manera más uniforme sobre toda el área de influencia. Para cargar el material se utilizaron cilindros de concreto hasta que se encontrara la carga necesaria en cada ciclo. Día a día fueron medidos los asentamientos en el mismo orden que rige el ensayo de consolidación en la norma NTC 1967.

### 7.1 Mediciones en Campo Deformimetro 1

s=0.01 Kg/cm2(carga)	
Tiempo (min)	Defor ( $10^{-4}$ pulg)
t	
0	0
0,1	6
0,25	6
0,5	6
1	6
2	7
4	7
8	7,5
15	10
30	15
60	15
120	25
240	30
480	40
1440	103
2880	140
5760	210
11520	324
23040	340
46080	365
92160	370

Tabla 12. Deformimetro 1

Los resultados del modelo a escala están indicados en la Figura 36.

Solo se medirá la carga del modelo.

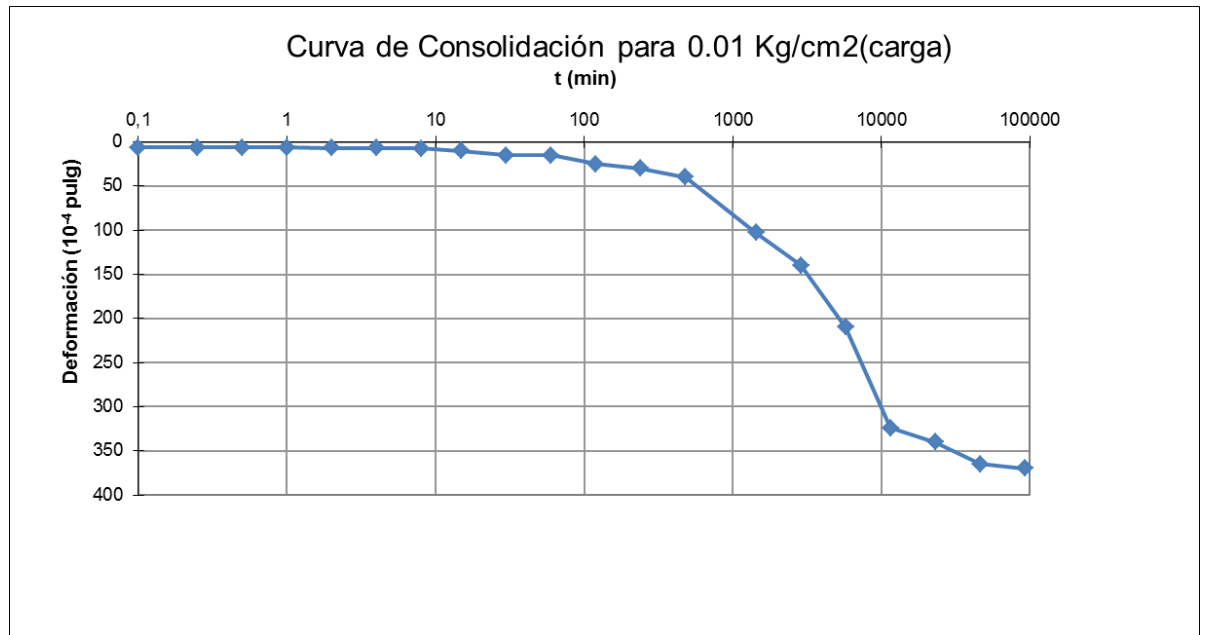


Figura 36. Consolidación modelo escala

La figura 36 posee la forma esperada para calcular el valor del  $t_{50}$ , pero como no se tiene en cuenta el coeficiente de consolidación  $c_v$ , se utilizará este método para hallar el valor del 100% de la consolidación primaria.

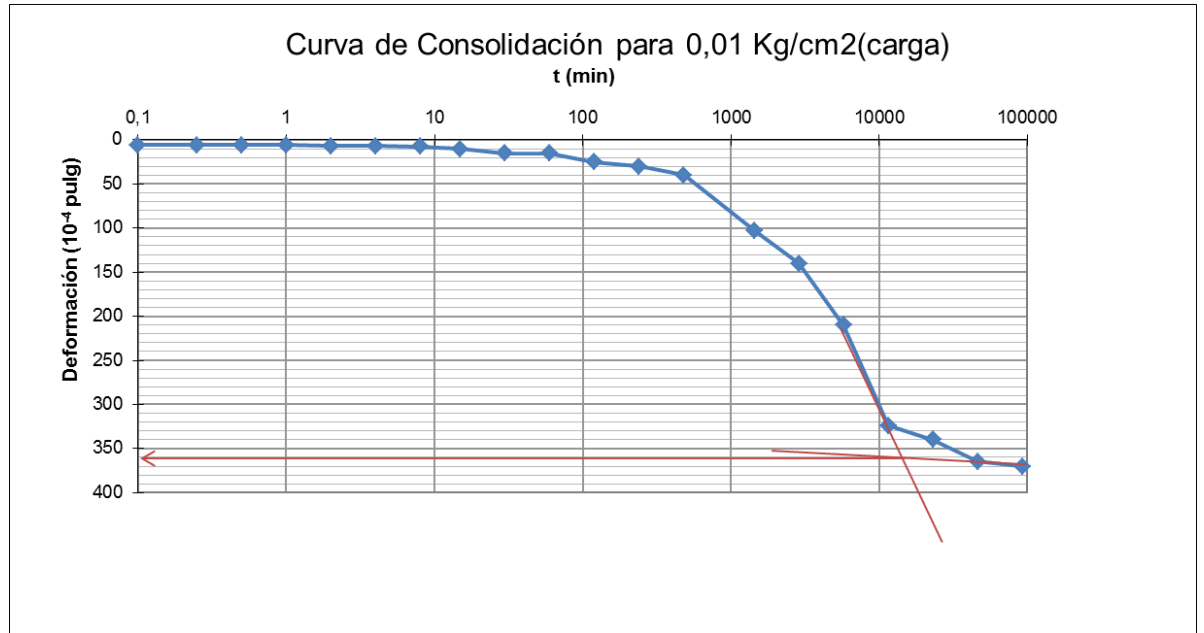


Figura 37 .Máxima consolidación deformimetro 1.

Para hallar el valor del 100% de la consolidación primaria, que será el valor a evaluar en el presente proyecto de grado se debe realizar una prolongación de los tramos rectos que se encuentran antes y después de que la curva de consolidación se vuelva asintótica, es decir antes y después de que comience la consolidación secundaria.

El valor obtenido para el 100% de la consolidación primaria es de  $360 \times 10^{-3}$  pulgadas, es decir, 0.14173 cm.

## 7.2 Mediciones en Campo Deformimetro 2

$\sigma=0.01 \text{ Kg/cm}^2(\text{carga})$	
Tiempo (min)	Defor ( $10^{-4}$ pulg)
$t$	
0	0
0,1	6
0,25	6
0,5	6
1	6
2	8
4	10
8	11
15	15
30	16
60	16
120	16
240	19
480	25
1440	50
2880	68
5760	103
11520	184
23040	240
46080	340
92160	345

Tabla 13. Deformimetro 2

Los resultados del modelo a escala están indicados en la Figura 38

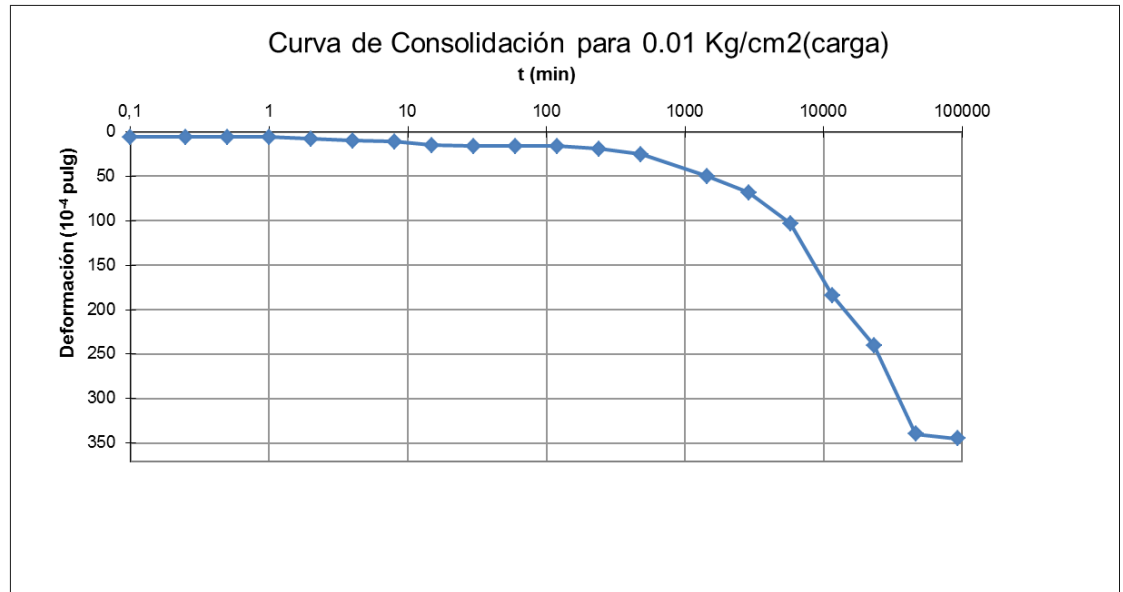


Figura 38. Consolidación modelo escala

Al igual que en el deformímetro 1 la forma de la curva se ajusta con el modelo que permite calcular el valor del  $t_{50}$ , lo cual servirá para hallar el valor del 100% de la consolidación primaria.

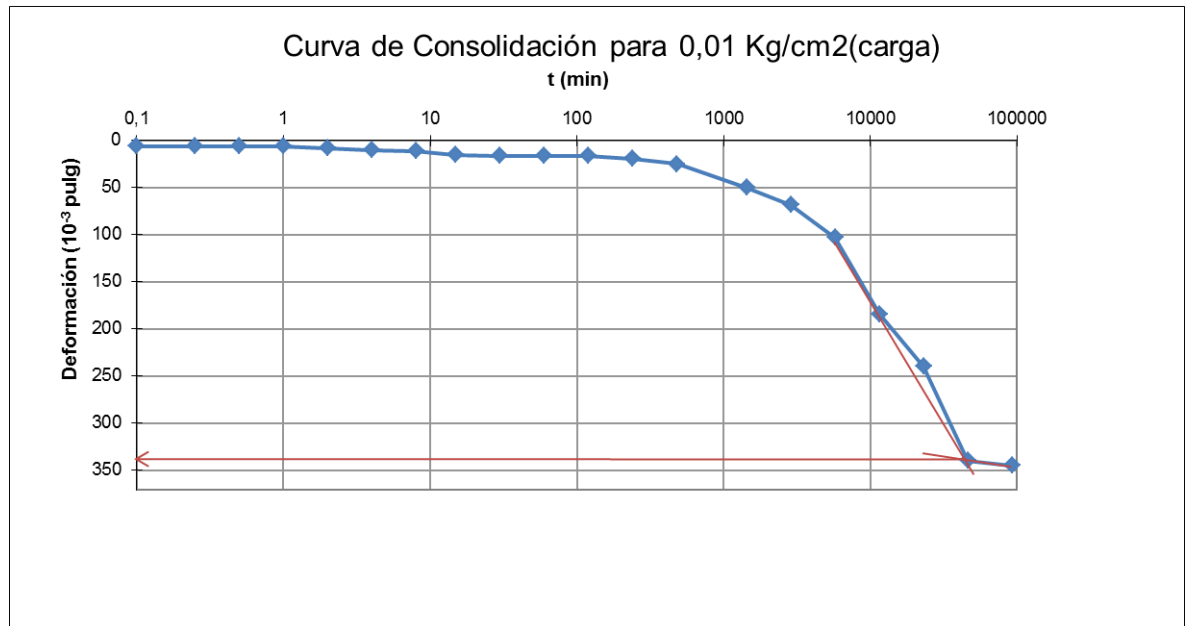


Figura 39 .Máxima consolidación deformímetro 2.

El valor del 100% de la consolidación primaria se halla de la misma manera en que se describió para el deformímetro 1. El valor obtenido fue de  $339 \times 10^{-3}$  pulgadas, es decir, 0.1334.

### 7.3 Calculo de asentamiento por medio de la ecuación de la teoría de la consolidación (utilizando el valor promedio)

#### 7.3.1 Estimación del Asentamiento del Ensayo de Consolidación 1

Para hallar el valor del asentamiento total (100% de la consolidación primaria) se utiliza la siguiente ecuación:

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

Dónde:

H= espesor del estrato arcilloso sin importar las condiciones de drenaje.  
 $\Delta e$ = Diferencia entre la relación de vacíos inicial y la final.  
 $e_0$ = Relación de vacíos inicial

Para hallar la relación de vacíos inicial y final hay que hacer uso de la curva de compresibilidad donde se relaciona la relación de vacíos con el logaritmo en base 10 de la presión.

Para obtener los valores necesarios de relación de vacíos es necesario hallar el valor de la presión inicial y final para cada ciclo de carga, por lo tanto en el ciclo de carga de 0.01 kg/cm<sup>2</sup> se tomara como presión inicial la presión geostática y se halla de esta manera:

$$P_0 = \gamma' \times \frac{Ht}{2}$$

Se toma como punto de análisis el valor medio del estrato ya que este genera un valor promedio de la presión en todo el mismo.

Para hallar el valor de la presión final es necesario determinar la presión generada por la sobrecarga, para ello se hace uso de la ecuación de Boussinesq para determinar la presión de una carga rectangular sobre un punto determinado:

$$\sigma_z = q \times I_z$$

$$I_z = \frac{1}{4\pi} \times \left[ \frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)^{1/2}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \times \left( \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} \right) + \tan^{-1} \frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)^{1/2}}{m^2 + n^2 - m^2n^2 + 1} \right]$$

En donde  $m=B/z$ , y  $n=L/z$

Para hallar el valor de I es necesario dividir la región rectangular en 4 partes ya que la ecuación nos permite calcular la presión en una de las esquinas, entonces como queremos determinar el valor de la presión en la mitad es necesario multiplicar el valor por 4, adicionalmente hay que hallar el valor de la arco tangente con el fin de determinar si es necesario realizar la corrección a la ecuación, agregando un valor de  $\pi$  a la ecuación:

$$\tan^{-1} \frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)^{1/2}}{m^2 + n^2 - m^2n^2 + 1}$$

Los resultados para el ensayo de consolidación 1 se presentan en la tabla 14 y la tabla 15

Descripción	Valor	Unidad
Hinicial	2,61	cm
Hfinal	2,61	cm
H	1,305	cm
T <sub>90</sub>	0,848	
Ht	90	cm

Tabla 14. Esfuerzo puntual (Alturas)

Descripción	Valor	Unidad
ρ <sub>sat</sub>	2,19	g/cm <sup>3</sup>
γ'	1,167	kg*cm/cm <sup>3</sup> *s
P <sub>o</sub>	0,054	kg/cm <sup>2</sup>
e <sub>o</sub>	0,511	
ArcoTangente	1,219	positiva
σ <sub>z</sub>	0,002	kg/cm <sup>2</sup>
4σ <sub>z</sub>	0,008	kg/cm <sup>2</sup>
P <sub>f</sub>	0,061	kg/cm <sup>2</sup>
e <sub>f</sub>	0,509	
Δe	0,002	
ΔHt	0,119	cm

Tabla 15. Esfuerzo puntual consolidación 1.

RELACION DE VACIOS VS LOGARITMO DE PRESION  
CONSOLIDACION 1

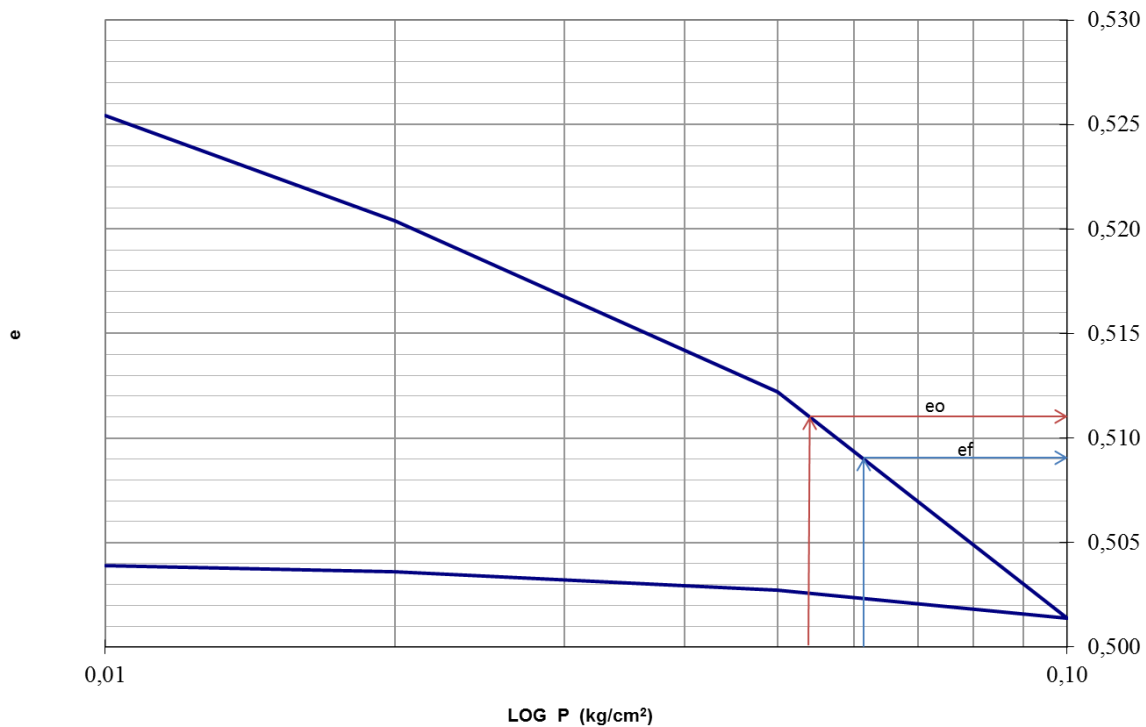


Figura 40. Esfuerzo puntual consolidación 1.

De la curva de compresibilidad se hallaron los valores de relación de vacíos inicial y final, que permitió hallar el asentamiento total esperado, el cual fue 0.119 cm

### 7.3.2 Estimación del Asentamiento del Ensayo de Consolidación 2

Haciendo uso del método descrito anteriormente se determinaron los valores necesarios para hallar el asentamiento total esperado según el ensayo número 2 de consolidación, la tabla 16 y la tabla 17 ilustra dichos valores.

Descripción	Valor	Unidad
Hinicial	2,61	cm
Hfinal	2,61	cm
H	1,305	cm
T <sub>90</sub>	0,848	
Ht	90	cm

Tabla 16. Esfuerzo puntual (Alturas)

Descripción	Valor	Unidad
$\rho_{sat}$	2,18	g/cm <sup>3</sup>
$\gamma'$	1,158	kg*cm/cm <sup>3</sup> *s
P <sub>o</sub>	0,053	kg/cm <sup>2</sup>
e <sub>o</sub>	0,507	
ArcoTangente	1,2185	positiva
$\sigma_z$	0,002	kg/cm <sup>2</sup>
4 $\sigma_z$	0,008	kg/cm <sup>2</sup>
p <sub>f</sub>	0,061	kg/cm <sup>2</sup>
e <sub>f</sub>	0,506	
$\Delta e$	0,002	
$\Delta H_t$	0,108	cm

Tabla 17. Esfuerzo puntual consolidación 2.

RELACION DE VACIOS VS LOGARITMO DE PRESION  
CONSOLIDACION 2

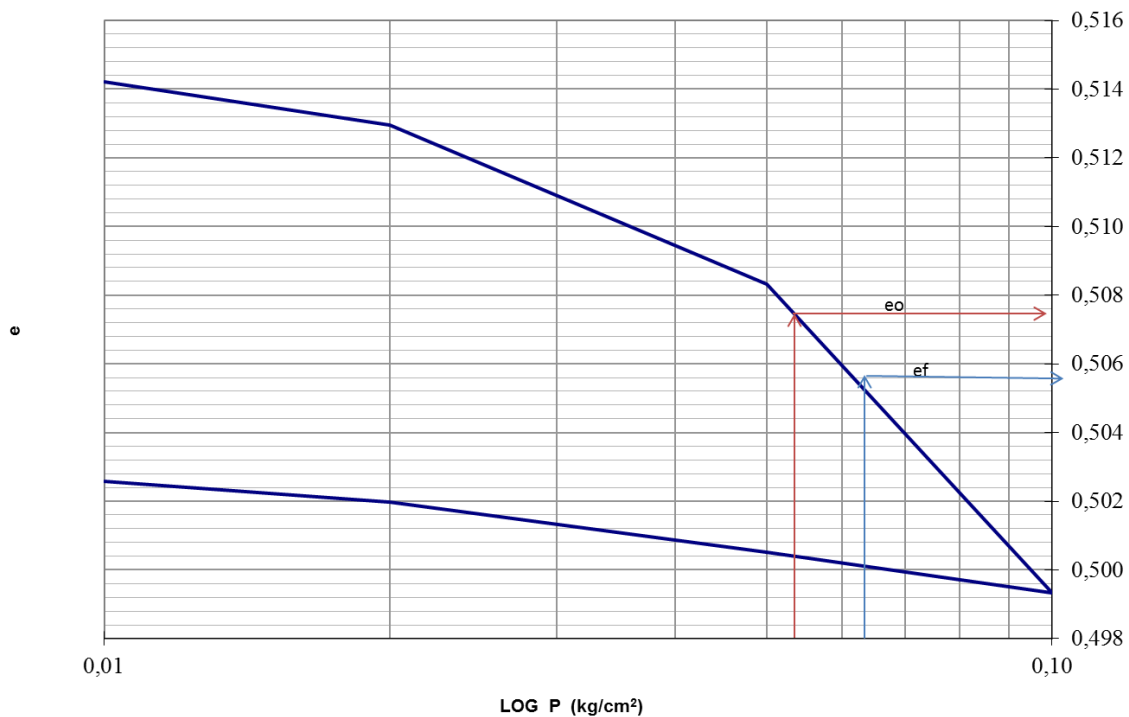


Figura 41. Esfuerzo puntual consolidación 2.

Haciendo uso de la curva de compresibilidad se determinaron los valores de relación de vacíos inicial y final, los cuales arrojaron un valor de asentamiento total 0.108 cm

### 7.3.3 Estimación del Asentamiento del Ensayo de Consolidación 3

Haciendo uso del método descrito anteriormente se determinaron los valores necesarios para hallar el asentamiento total esperado según el ensayo número 3 de consolidación, la tabla 18 y la tabla 19 ilustra dichos valores.

Descripción	Valor	Unidad
Hinicial	2,5	cm
Hfinal	2,5	cm
H	1,25	cm
T <sub>90</sub>	0,848	
Ht	90	cm

Tabla 18. Esfuerzo puntual (Alturas)

Descripción	Valor	Unidad
psat	1,79	g/cm <sup>3</sup>
γ'	0,775	kg*cm/cm <sup>3</sup> *s
Po	0,036	kg/cm <sup>2</sup>
eo	0,494	
ArcoTangente	1,219	positiva
σz	0,002	kg/cm <sup>2</sup>
4σz	0,008	kg/cm <sup>2</sup>
pf	0,043	kg/cm <sup>2</sup>
ef	0,492	
Δe	0,002	
ΔHt	0,120	cm

Tabla 19. Esfuerzo puntual consolidación 3.

RELACION DE VACIOS VS LOGARITMO DE PRESION  
CONSOLIDACION 3

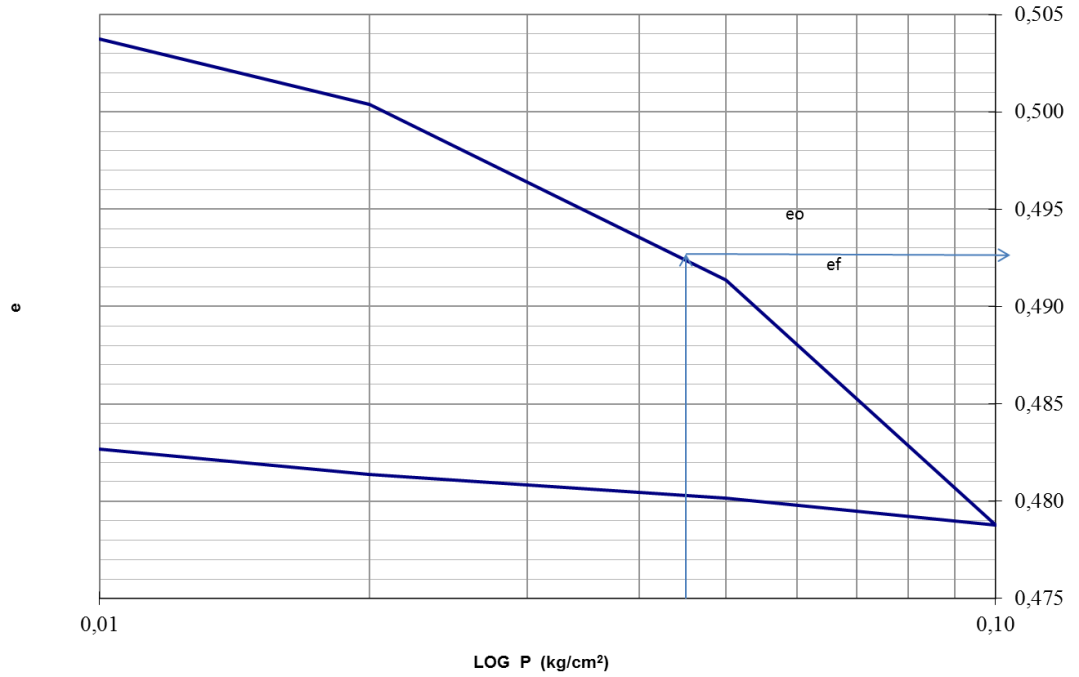


Figura 42. Esfuerzo puntual consolidación 3.

Haciendo uso de la curva de compresibilidad se determinaron los valores de relación de vacíos inicial y final, los cuales arrojaron un valor de asentamiento total de 0.120cm

#### 7.4 Cálculo de asentamiento por medio de la ecuación de la teoría de la consolidación (utilizando una integral que acoge todos los valores de profundidad)

Para calcular el asentamiento se usa la siguiente ecuación:

$$\Delta H = \int_0^H \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz$$

Por lo tanto es necesario hallar los valores de  $\Delta e / 1 + e_0$  para diferentes profundidades, con el fin de poder graficar todos los valores y hallar una ecuación de tendencia, con la cual se encontrara el valor de la integral.

Para hallar la relación de vacíos inicial y final hay que hacer uso de la curva de compresibilidad donde se relaciona la relación de vacíos con el logaritmo en base 10 de la presión.

Para obtener los valores necesarios de relación de vacíos es necesario hallar el valor de la presión inicial y final para cada ciclo de carga, por lo tanto en el ciclo de carga de 0.01 kg/cm<sup>2</sup> se tomara como presión inicial la presión geostática y se halla de esta manera:

$$P_0 = \gamma' \times H$$

El valor de H varia respecto al punto que se analice, se realizará un cálculo cada 10 cm hasta llegar al valor de la profundidad total del estrato

Para hallar el valor de la presión final es necesario determinar la presión generada por la sobrecarga, para ello se hace uso de la ecuación de Boussinesq para determinar la presión de una carga rectangular sobre un punto determinado:

$$\sigma_z = q \times I_z$$

$$I_z = \frac{1}{4\pi} \times \left[ \frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)^{1/2}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \times \left( \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} \right) + \tan^{-1} \frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)^{1/2}}{m^2 + n^2 - m^2n^2 + 1} \right]$$

En donde  $m=B/z$ , y  $n=L/z$

Para hallar el valor de  $I$  es necesario tomar dividir la regio rectangular en 4 ya que la ecuación nos permite calcular la presión en una de las esquinas, entonces como queremos determinar el valor de la presión en la mitad es necesario multiplicar el valor por 4, también será necesario variar el valor de  $z$  ya que como se explicó anteriormente se hará un análisis a diferentes profundidades, adicionalmente hay que hallar el valor de la arco tangente con el fin de determinar si es necesario realizar la corrección a la ecuación, agregando un valor de  $\pi$  a la ecuación:

$$\tan^{-1} \frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)^{1/2}}{m^2 + n^2 - m^2n^2 + 1}$$

#### 7.4.1 Estimación del Asentamiento del Ensayo de Consolidación 1

Los datos obtenidos en cada una de las profundidades se presentan a continuación:

Descripcion	Valor	Unidad
$\rho_{sat}$	2,19	g/cm <sup>3</sup>
$\gamma'$	1,167	kg*cm/cm3*s
$P_o$	0,012	kg/cm2
$e_o$	0,524	
<b>Profundidad</b>	10	cm
<b>ArcoTangente</b>	-0,54	neg
<b>Con la Ecuacion 3B</b>		
$\sigma_z$	0,002	kg/cm2
$4\sigma_z$	0,010	kg/cm2
$P_f$	0,022	kg/cm2
$e_f$	0,520	
$\Delta e$	0,005	
$\Delta e/1+e_0$	0,003	

Tabla 20. Profundidad 10 cm.

Descripcion	Valor	Unidad
$\rho_{sat}$	2,19	g/cm <sup>3</sup>
$\gamma'$	1,167	kg*cm/cm3*s
Po	0,024	kg/cm2
eo	0,5185	
Profundidad	20	cm
ArcoTangente	-1,032	neg
Con la Ecuacion 3B		
$\sigma_z$	0,002	kg/cm2
4 $\sigma_z$	0,010	kg/cm2
Pf	0,033	kg/cm2
ef	0,516	
$\Delta e$	0,002	
$\Delta e/1+e0$	0,002	

Tabla 21. Profundidad 20 cm.

Descripcion	Valor	Unidad
$\rho_{sat}$	2,19	g/cm <sup>3</sup>
$\gamma'$	1,167	kg*cm/cm3*s
Po	0,036	kg/cm2
eo	0,515	
Profundidad	30	cm
ArcoTangente	-1,449	neg
Con la Ecuacion 3B		
$\sigma_z$	0,002	kg/cm2
4 $\sigma_z$	0,009	kg/cm2
Pf	0,045	kg/cm2
ef	0,513	
$\Delta e$	0,002	
$\Delta e/1+e0$	0,001	

Tabla 22. Profundidad 30 cm.

Descripcion	Valor	Unidad
$\rho_{sat}$	2,19	g/cm <sup>3</sup>
$\gamma'$	1,167	kg*cm/cm3*s
Po	0,048	kg/cm2
eo	0,513	
Profundidad	40	cm
ArcoTangente	1,358	pos
Con la Ecuacion 3A		
$\sigma_z$	0,002	kg/cm2
$4\sigma_z$	0,008	kg/cm2
Pf	0,056	kg/cm2
ef	0,511	
$\Delta e$	0,003	
$\Delta e/1+e0$	0,002	

Tabla 23. Profundidad 40 cm.

Descripcion	Valor	Unidad
$\rho_{sat}$	2,19	g/cm <sup>3</sup>
$\gamma'$	1,167	kg*cm/cm3*s
Po	0,060	kg/cm2
eo	0,5095	
Profundidad	50	cm
ArcoTangente	1,095	pos
Con la Ecuacion 3A		
$\sigma_z$	0,002	kg/cm2
$4\sigma_z$	0,007	kg/cm2
Pf	0,067	kg/cm2
ef	0,508	
$\Delta e$	0,002	
$\Delta e/1+e0$	0,001	

Tabla 24. Profundidad 50 cm.

Descripcion	Valor	Unidad
$\rho_{sat}$	2,19	g/cm <sup>3</sup>
$\gamma'$	1,167	kg*cm/cm <sup>3</sup> *s
Po	0,071	kg/cm <sup>2</sup>
eo	0,5065	
Profundidad	60	cm
ArcoTangente	0,892	pos
Con la Ecuacion 3A		
$\sigma_z$	0,002	kg/cm <sup>2</sup>
4 $\sigma_z$	0,006	kg/cm <sup>2</sup>
Pf	0,078	kg/cm <sup>2</sup>
ef	0,505	
$\Delta e$	0,001	
$\Delta e/1+e_0$	0,001	

Tabla 25. Profundidad 60 cm.

Descripcion	Valor	Unidad
$\rho_{sat}$	2,19	g/cm <sup>3</sup>
$\gamma'$	1,167	kg*cm/cm <sup>3</sup> *s
Po	0,083	kg/cm <sup>2</sup>
eo	0,5043	
Profundidad	70	cm
ArcoTangente	0,733	pos
Con la Ecuacion 3A		
$\sigma_z$	0,001	kg/cm <sup>2</sup>
4 $\sigma_z$	0,005	kg/cm <sup>2</sup>
Pf	0,089	kg/cm <sup>2</sup>
ef	0,503	
$\Delta e$	0,001	
$\Delta e/1+e_0$	0,001	

Tabla 26. Profundidad 70 cm.

Descripcion	Valor	Unidad
$\rho_{sat}$	2,19	g/cm <sup>3</sup>
$\gamma'$	1,167	kg*cm/cm <sup>3</sup> *s
Po	0,095	kg/cm <sup>2</sup>
eo	0,502	
Profundidad	80	cm
ArcoTangente	0,610	pos
Con la Ecuacion 3A		
$\sigma_z$	0,001	kg/cm <sup>2</sup>
4 $\sigma_z$	0,005	kg/cm <sup>2</sup>
Pf	0,100	kg/cm <sup>2</sup>
ef	0,502	
$\Delta e$	0,001	
$\Delta e/1+e_0$	0,000	

Tabla 27. Profundidad 80 cm.

Descripcion	Valor	Unidad
$\rho_{sat}$	2,19	g/cm <sup>3</sup>
$\gamma'$	1,167	kg*cm/cm <sup>3</sup> *s
Po	0,107	kg/cm <sup>2</sup>
eo		
Profundidad	90	cm
ArcoTangente	0,610	pos
Con la Ecuacion 3A		
$\sigma_z$	0,001	kg/cm <sup>2</sup>
4 $\sigma_z$	0,005	kg/cm <sup>2</sup>
Pf	0,112	kg/cm <sup>2</sup>
ef		
$\Delta e$		
$\Delta H_t$		

Tabla 28. Profundidad 90 cm.

**RELACION DE VACIOS VS LOGARITMO DE PRESION  
CONSOLIDACION 1**

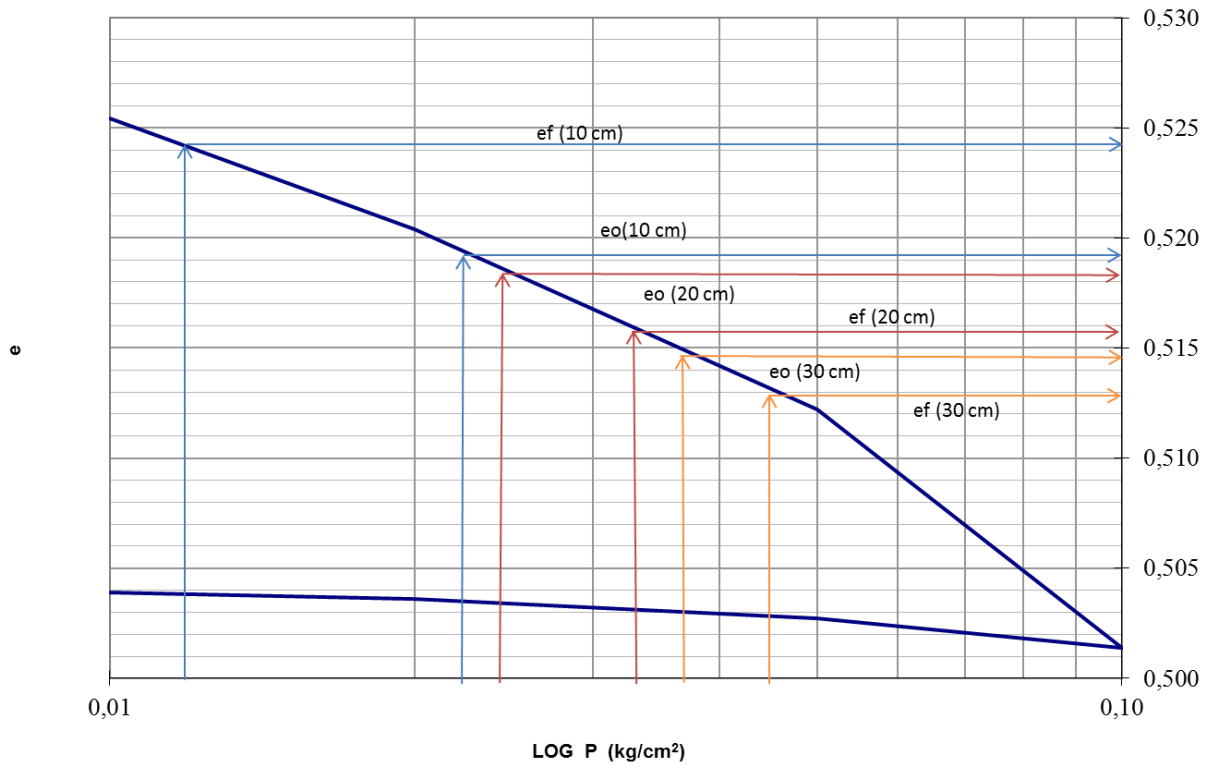


Figura 43. Relación de vacíos vs logaritmo de presión (10cm a 30 cm)

En la figura 43 se presentan los valores de relación de vacíos inicial y final para las profundidades de 10, 20 y 30 cm con las cuales se hallaron los respectivos valores de  $\Delta e / 1 + e_o$ .

RELACION DE VACIOS VS LOGARITMO DE PRESION  
CONSOLIDACION 1

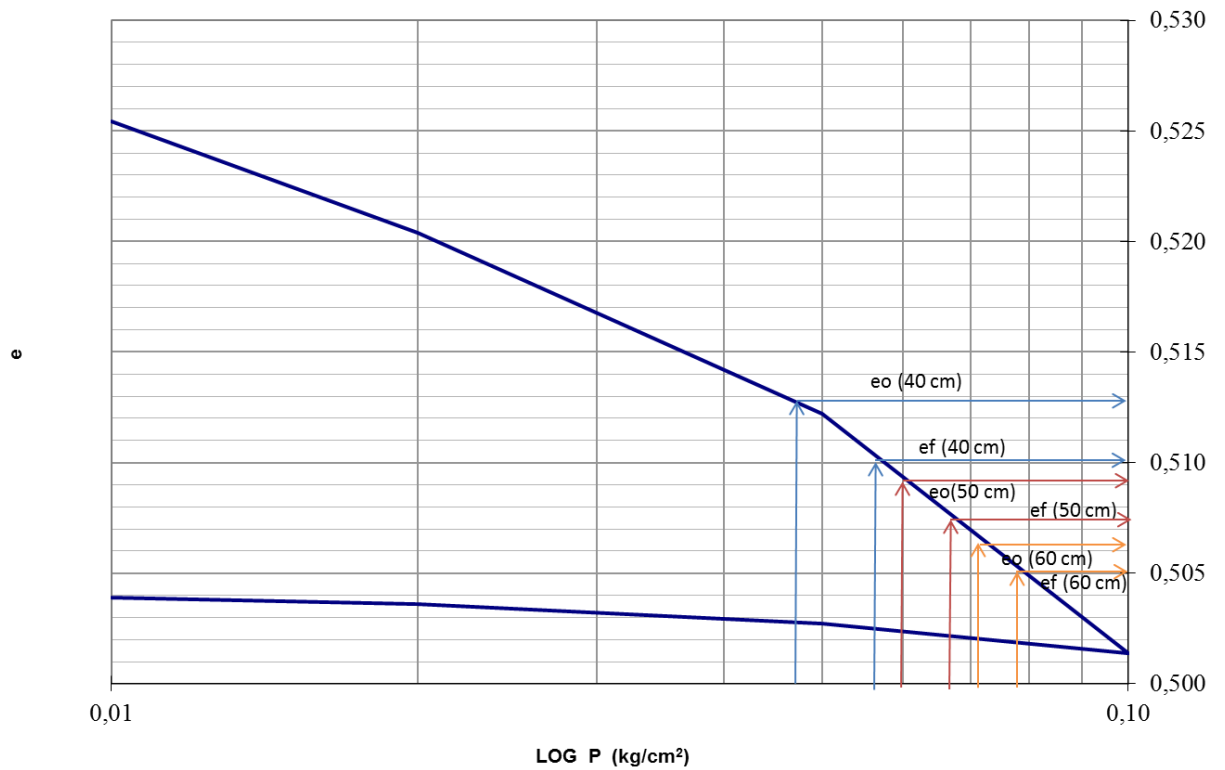


Figura 44. Relación de vacíos vs logaritmo de presión (40cm a 60cm)

En la figura 44 se presentan los valores de relación de vacíos inicial y final para las profundidades de 40,50 y 60 cm con las cuales se hallaron los respectivos valores de  $\Delta e / 1 + e_0$ .

RELACION DE VACIOS VS LOGARITMO DE PRESION  
CONSOLIDACION 1

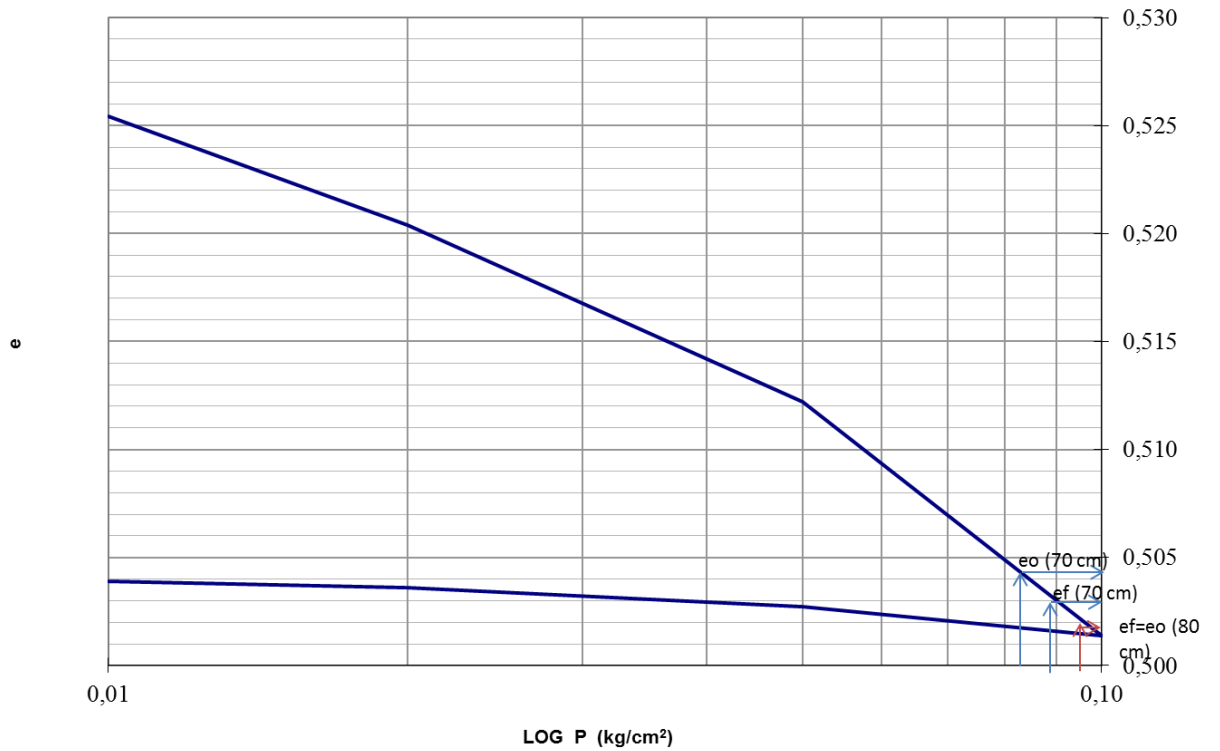


Figura 45. Relación de vacíos vs logaritmo de presión (70cm a 80cm)

En la figura 45 se presentan los valores de relación de vacíos inicial y final para las profundidades de 70 y 80 cm con las cuales se hallaron los respectivos valores de  $\Delta e / 1 + e_0$ .

El valor de  $\Delta e / 1 + e_0$  para la profundidad de 90 cm no fue posible hallarlo gráficamente ya que los valores de presión inicial y final se encuentran en rangos superiores a los que toma la gráfica (superiores a 0.1 kg/cm<sup>2</sup>).

$\Delta e/1+e_0$	H
0,004	0
0,003	10
0,002	20
0,001	30
0,002	40
0,001	50
0,001	60
0,001	70
0,000	80
0,000	90

Tabla 29. Esfuerzo integral Consolidación 1.

En la tabla 29 se presentan los datos a las diferentes profundidades, para poder determinar el asentamiento total fue necesario determinar la línea de tendencia que más se ajustara a los datos, se escogió una ecuación logarítmica ya que posee un valor alto de coeficiente de correlación.

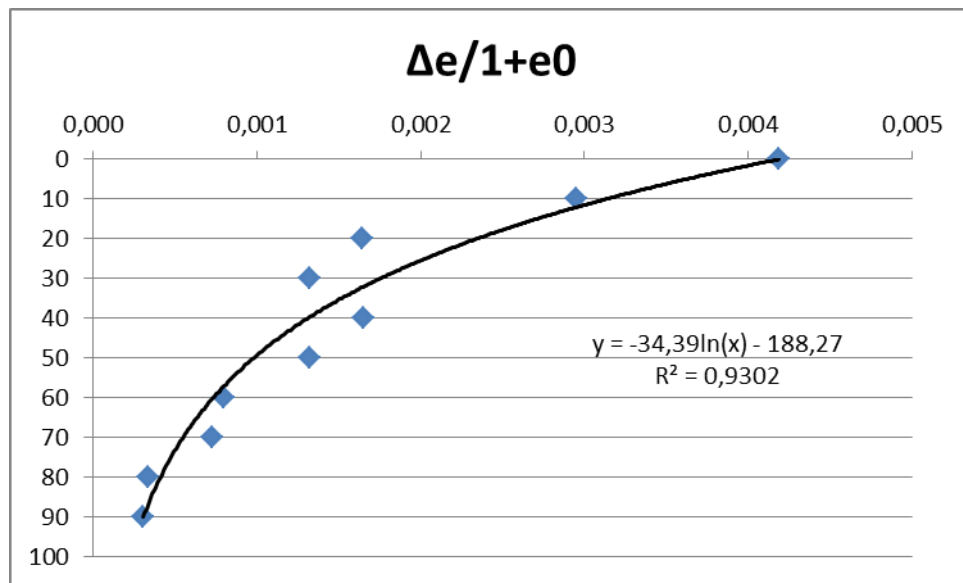


Figura 46. Esfuerzo integral Consolidación 1.

La ecuación de la línea de tendencia contribuye para encontrar el valor del asentamiento total pero como es necesario integrar la región con respecto al valor de profundidad (eje y), es necesario despejar x de la ecuación, por lo tanto la integral queda de la siguiente manera:

$$\Delta H = \int_0^{90} e^{-\left(\frac{H}{34.39} + 5.48\right)}$$

$$\Delta H = 0.1336390716 \text{ cm}$$

#### 7.4.2 Estimación del Asentamiento del Ensayo de Consolidación 2

Para la consolidación número 2 se obtuvieron los siguientes valores a las diferentes profundidades

Descripcion	Valor	Unidad
$\rho_{\text{sat}}$	2,18	g/cm <sup>3</sup>
$\gamma'$	1,158	kg*cm/cm3*s
Po	0,012	kg/cm2
eo	0,514	
Profundidad	10	cm
ArcoTangente	-0,54	neg
Con la Ecuacion 3B		
$\sigma_z$	0,002	kg/cm2
4 $\sigma_z$	0,010	kg/cm2
Pf	0,022	kg/cm2
ef	0,512	
$\Delta e$	0,002	
$\Delta H_t$	0,001	

Tabla 30. Profundidad 10 cm.

Descripcion	Valor	Unidad
$\rho_{sat}$	2,18	g/cm <sup>3</sup>
$\gamma'$	1,158	kg*cm/cm3*s
Po	0,024	kg/cm2
eo	0,512	
Profundidad	20	cm
ArcoTangente	-1,032	neg
Con la Ecuacion 3B		
$\sigma_z$	0,002	kg/cm2
4 $\sigma_z$	0,010	kg/cm2
Pf	0,033	kg/cm2
ef	0,510	
$\Delta e$	0,002	
$\Delta Ht$	0,001	

Tabla 31. Profundidad 20 cm.

Descripcion	Valor	Unidad
$\rho_{sat}$	2,18	g/cm <sup>3</sup>
$\gamma'$	1,158	kg*cm/cm3*s
Po	0,035	kg/cm2
eo	0,51	
Profundidad	30	cm
ArcoTangente	-1,449	neg
Con la Ecuacion 3B		
$\sigma_z$	0,002	kg/cm2
4 $\sigma_z$	0,009	kg/cm2
Pf	0,044	kg/cm2
ef	0,509	
$\Delta e$	0,001	
$\Delta Ht$	0,001	

Tabla 32. Profundidad 30 cm.

Descripcion	Valor	Unidad
$\rho_{sat}$	2,18	g/cm <sup>3</sup>
$\gamma'$	1,158	kg*cm/cm3*s
Po	0,047	kg/cm2
eo	0,509	
Profundidad	40	cm
ArcoTangente	1,358	pos
Con la Ecuacion 3A		
$\sigma_z$	0,002	kg/cm2
4 $\sigma_z$	0,008	kg/cm2
Pf	0,055	kg/cm2
ef	0,507	
$\Delta e$	0,002	
$\Delta H_t$	0,001	

Tabla 33. Profundidad 40 cm.

Descripcion	Valor	Unidad
$\rho_{sat}$	2,18	g/cm <sup>3</sup>
$\gamma'$	1,158	kg*cm/cm3*s
Po	0,059	kg/cm2
eo	0,506	
Profundidad	50	cm
ArcoTangente	1,095	pos
Con la Ecuacion 3A		
$\sigma_z$	0,002	kg/cm2
4 $\sigma_z$	0,007	kg/cm2
Pf	0,066	kg/cm2
ef	0,505	
$\Delta e$	0,001	
$\Delta H_t$	0,001	

Tabla 34. Profundidad 50 cm.

Descripcion	Valor	Unidad
$\rho_{sat}$	2,18	g/cm <sup>3</sup>
$\gamma'$	1,158	kg*cm/cm3*s
Po	0,071	kg/cm2
eo	0,504	
Profundidad	60	cm
ArcoTangente	0,892	pos
Con la Ecuacion 3A		
$\sigma_z$	0,002	kg/cm2
4 $\sigma_z$	0,006	kg/cm2
Pf	0,077	kg/cm2
ef	0,503	
$\Delta e$	0,001	
$\Delta H_t$	0,001	

Tabla 35. Profundidad 60 cm.

Descripcion	Valor	Unidad
$\rho_{sat}$	2,18	g/cm <sup>3</sup>
$\gamma'$	1,158	kg*cm/cm3*s
Po	0,083	kg/cm2
eo	0,502	
Profundidad	70	cm
ArcoTangente	0,7334	pos
Con la Ecuacion 3A		
$\sigma_z$	0,001	kg/cm2
4 $\sigma_z$	0,005	kg/cm2
Pf	0,088	kg/cm2
ef	0,501	
$\Delta e$	0,001	
$\Delta H_t$	0,000	

Tabla 36. Profundidad 70 cm.

Descripcion	Valor	Unidad
$\rho_{sat}$	2,18	g/cm <sup>3</sup>
$\gamma'$	1,158	kg*cm/cm3*s
Po	0,094	kg/cm2
eo	0,5	
Profundidad	80	cm
ArcoTangente	0,610	pos
Con la Ecuacion 3A		
$\sigma_z$	0,001	kg/cm2
4 $\sigma_z$	0,005	kg/cm2
Pf	0,099	kg/cm2
ef	0,499	
$\Delta e$	0,001	
$\Delta Ht$	0,000	

Tabla 37. Profundidad 80 cm.

Descripcion	Valor	Unidad
$\rho_{sat}$	2,18	g/cm <sup>3</sup>
$\gamma'$	1,158	kg*cm/cm3*s
Po	0,106	kg/cm2
eo		
Profundidad	90	cm
ArcoTangente	0,610	pos
Con la Ecuacion 3A		
$\sigma_z$	0,001	kg/cm2
4 $\sigma_z$	0,005	kg/cm2
Pf	0,111	kg/cm2
ef		
$\Delta e$		
$\Delta Ht$		

Tabla 38. Profundidad 90 cm.

RELACION DE VACIOS VS LOGARITMO DE PRESION  
CONSOLIDACION 2

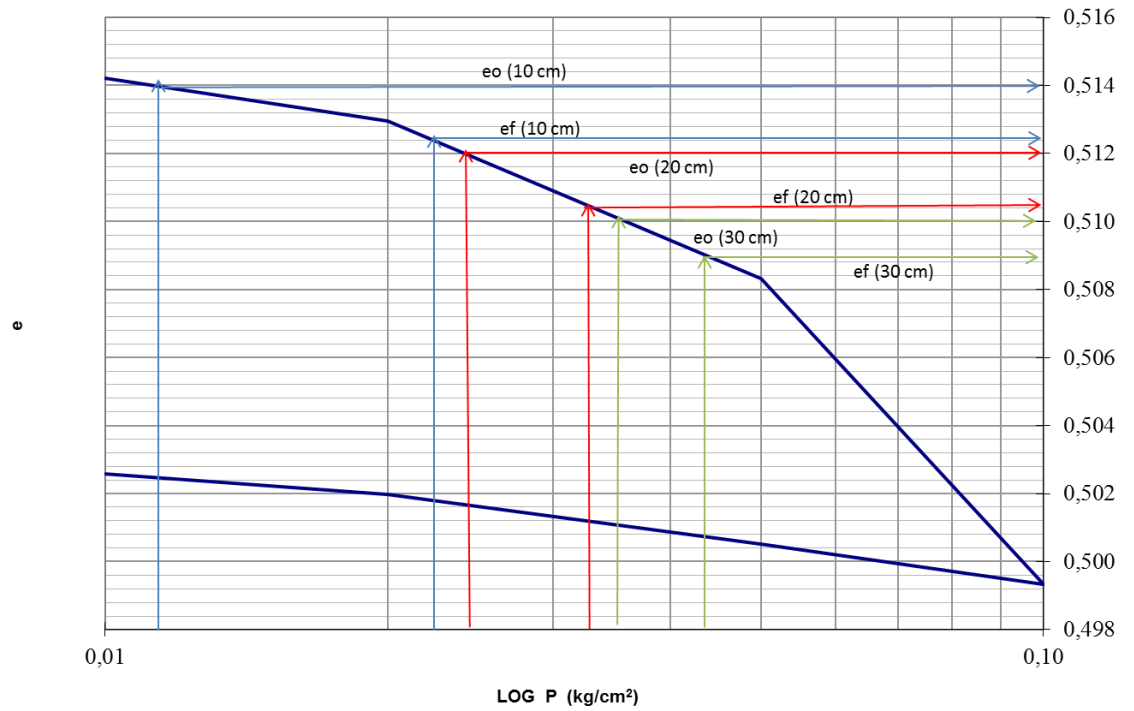


Figura 47. Relación de vacíos vs Logaritmo de presión (10cm a 30cm)

En la figura 47 se presentan los valores de relación de vacíos inicial y final para las profundidades de 10,20 y 30 cm con las cuales se hallaron los respectivos valores de  $\Delta e/1 + e_0$ .

RELACION DE VACIOS VS LOGARITMO DE PRESION  
CONSOLIDACION 2

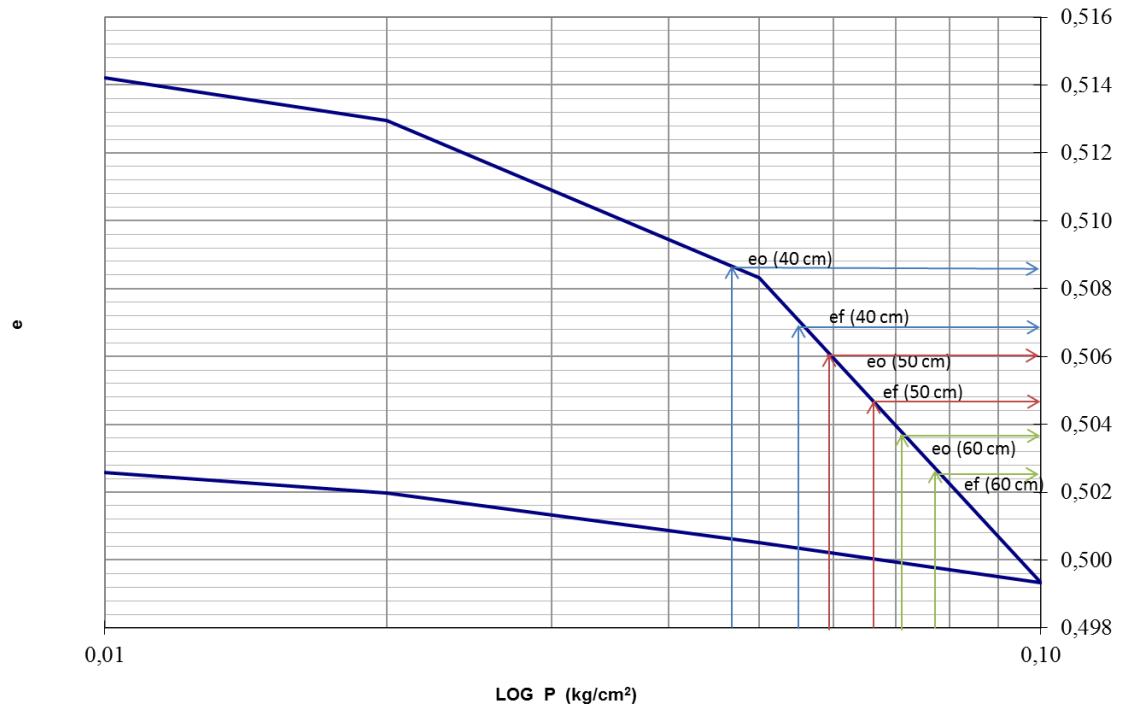


Figura 48. Relación de vacíos vs Logaritmo de presión (40cm a 60cm)

En la figura 48 se presentan los valores de relación de vacíos inicial y final para las profundidades de 40, 50 y 60 cm con las cuales se hallaron los respectivos valores de  $\Delta e / 1 + e_0$ .

RELACION DE VACIOS VS LOGARITMO DE PRESION  
CONSOLIDACION 2

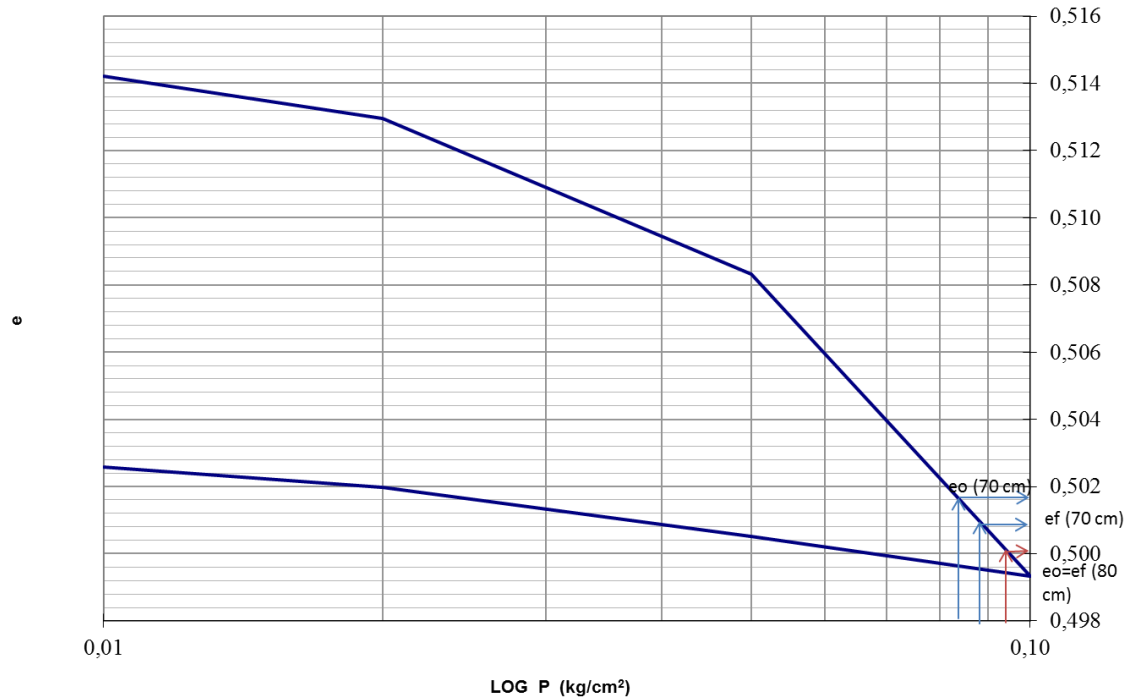


Figura 49. Relación de vacíos vs Logaritmo de presión (70cm a 80cm)

En la figura 49 se presentan los valores de relación de vacíos inicial y final para las profundidades de 70 y 80 cm con las cuales se hallaron los respectivos valores de  $\Delta e/1 + e_0$ .

El valor de  $\Delta e/1 + e_0$  para la profundidad de 90 cm no fue posible hallarlo gráficamente ya que los valores de presión inicial y final se encuentran en rangos superiores a los que toma la gráfica (superiores a 0.1  $\text{kg/cm}^2$ ).

$\Delta e/1+e_0$	H
0,002	0
0,001	10
0,001	20
0,001	30
0,001	40
0,001	50
0,001	60
0,000	70
0,000	80
0,000	90

Tabla 39. Esfuerzo integral consolidación 2.

Al graficar los datos no fue posible encontrar una línea de tendencia que se ajuste con un coeficiente de correlación útil por lo tanto no se determinó un valor de asentamiento para este ensayo.

### 7.4.3 Estimación del Asentamiento del Ensayo de Consolidación 3

Para la consolidación número 3 se obtuvieron los siguientes valores a las diferentes profundidades.

Descripcion	Valor	Unidad
$\rho_{sat}$	1,79	$g/cm^3$
$\gamma'$	0,775	$kg*cm/cm3*s$
Po	0,016	$kg/cm2$
eo	0,502	
Profundidad	20	cm
ArcoTangente	-1,032	neg
Con la Ecuacion 3B		
$\sigma_z$	0,002	$kg/cm2$
$4\sigma_z$	0,010	$kg/cm2$
Pf	0,025	$kg/cm2$
ef	0,499	
$\Delta e$	0,003	
$\Delta Ht$	0,002	

Tabla 40. Profundidad 20 cm.

Descripcion	Valor	Unidad
$\rho_{sat}$	1,79	$g/cm^3$
$\gamma'$	0,775	$kg*cm/cm3*s$
Po	0,024	$kg/cm2$
eo	0,499	
Profundidad	30	cm
ArcoTangente	-1,4485	neg
Con la Ecuacion 3B		
$\sigma_z$	0,002	$kg/cm2$
$4\sigma_z$	0,009	$kg/cm2$
Pf	0,033	$kg/cm2$
ef	0,496	
$\Delta e$	0,004	
$\Delta Ht$	0,002	

Tabla 41. Profundidad 30 cm.

Descripcion	Valor	Unidad
$\rho_{sat}$	1,79	$g/cm^3$
$\gamma'$	0,775	$kg*cm/cm3*s$
Po	0,032	$kg/cm2$
eo	0,496	
Profundidad	40	cm
ArcoTangente	1,358	pos
Con la Ecuacion 3A		
$\sigma_z$	0,002	$kg/cm2$
$4\sigma_z$	0,008	$kg/cm2$
Pf	0,040	$kg/cm2$
ef	0,494	
$\Delta e$	0,002	
$\Delta Ht$	0,002	

Tabla 42. Profundidad 40 cm.

Descripcion	Valor	Unidad
$\rho_{sat}$	1,79	$g/cm^3$
$\gamma'$	0,775	$kg*cm/cm3*s$
Po	0,040	$kg/cm2$
eo	0,494	
Profundidad	50	cm
ArcoTangente	1,095	pos
Con la Ecuacion 3A		
$\sigma_z$	0,002	$kg/cm2$
$4\sigma_z$	0,007	$kg/cm2$
Pf	0,047	$kg/cm2$
ef	0,492	
$\Delta e$	0,002	
$\Delta Ht$	0,001	

Tabla 43. Profundidad 50 cm.

Descripcion	Valor	Unidad
$\rho_{sat}$	1,79	$g/cm^3$
$\gamma'$	0,775	$kg*cm/cm3*s$
Po	0,047	$kg/cm2$
eo	0,492	
Profundidad	60	cm
ArcoTangente	0,892	pos
Con la Ecuacion 3A		
$\sigma_z$	0,002	$kg/cm2$
$4\sigma_z$	0,006	$kg/cm2$
Pf	0,054	$kg/cm2$
ef	0,49	
$\Delta e$	0,002	
$\Delta Ht$	0,001	

Tabla 44. Profundidad 60 cm.

Descripcion	Valor	Unidad
$\rho_{sat}$	1,79	$g/cm^3$
$\gamma'$	0,775	$kg*cm/cm3*s$
Po	0,055	$kg/cm2$
eo	0,490	
Profundidad	70	cm
ArcoTangente	0,733	pos
Con la Ecuacion 3A		
$\sigma_z$	0,001	$kg/cm2$
$4\sigma_z$	0,005	$kg/cm2$
Pf	0,061	$kg/cm2$
ef	0,488	
$\Delta e$	0,002	
$\Delta Ht$	0,001	

Tabla 45. Profundidad 70 cm.

Descripcion	Valor	Unidad
$\rho_{sat}$	1,79	g/cm <sup>3</sup>
$\gamma'$	0,775	kg*cm/cm3*s
Po	0,063	kg/cm2
eo	0,487	
Profundidad	80	cm
ArcoTangente	0,610	pos
Con la Ecuacion 3A		
$\sigma_z$	0,001	kg/cm2
4 $\sigma_z$	0,005	kg/cm2
Pf	0,068	kg/cm2
ef	0,486	
$\Delta e$	0,001	
$\Delta H_t$	0,001	

Tabla 46. Profundidad 80 cm.

Descripcion	Valor	Unidad
$\rho_{sat}$	1,79	g/cm <sup>3</sup>
$\gamma'$	0,775	kg*cm/cm3*s
Po	0,071	kg/cm2
eo	0,485	
Profundidad	90	cm
ArcoTangente	0,610	pos
Con la Ecuacion 3A		
$\sigma_z$	0,001	kg/cm2
4 $\sigma_z$	0,005	kg/cm2
Pf	0,076	kg/cm2
ef	0,484	
$\Delta e$	0,001	
$\Delta H_t$	0,001	

Tabla 47. Profundidad 90 cm.

RELACION DE VACIOS VS LOGARITMO DE PRESION  
CONSOLIDACION 3

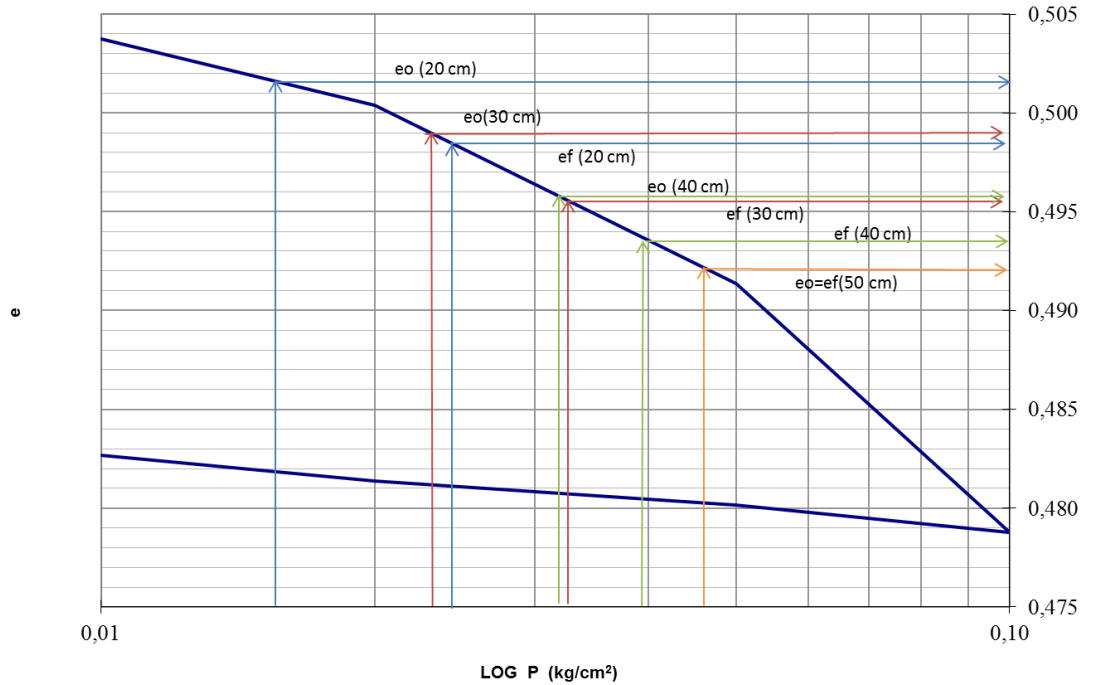


Figura 50. Relación de vacíos vs logaritmo de presión (20cm a 50cm)

En la figura 50 se presentan los valores de relación de vacíos inicial y final para las profundidades de 20,30,40 y 50cm con las cuales se hallaron los respectivos valores de  $\Delta e/1 + e_0$ .

El valor de  $\Delta e/1 + e_0$  para la profundidad de 10 cm no fue posible hallarlo gráficamente ya que los valores de presión inicial y final se encuentran en rangos inferiores a los que toma la gráfica (inferiores a 0.01  $\text{kg/cm}^2$ ).

RELACION DE VACIOS VS LOGARITMO DE PRESION  
CONSOLIDACION 3

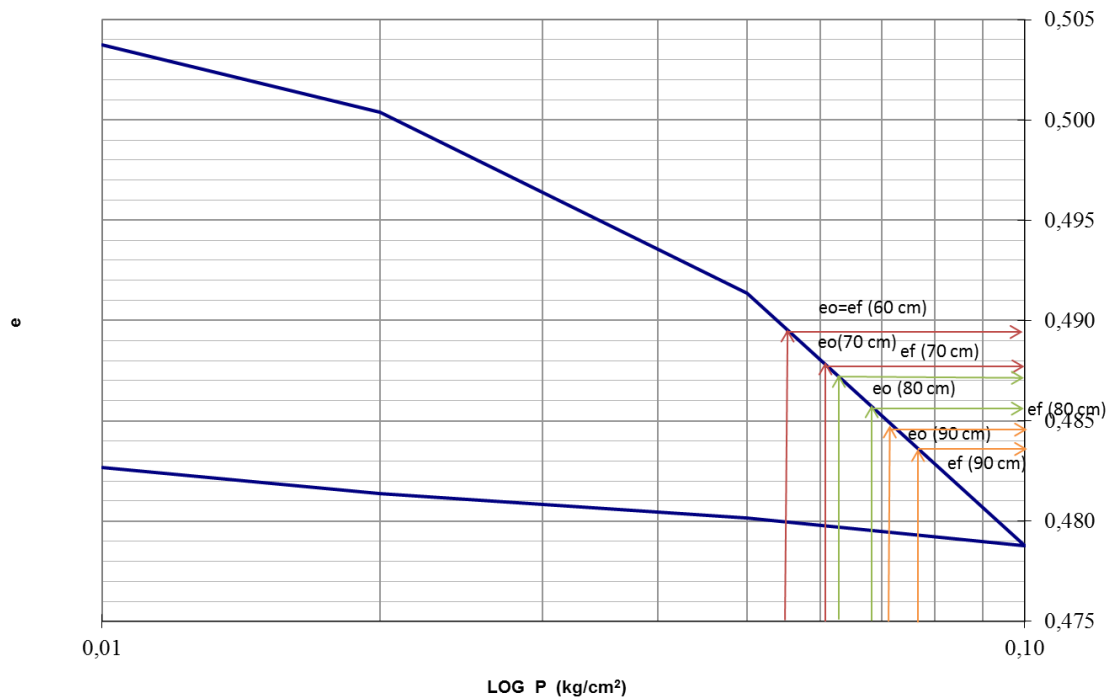


Figura 51. Relación de vacíos vs logaritmo de presión (60cm a 90cm)

En la figura 51 se presentan los valores de relación de vacíos inicial y final para las profundidades de 60,70,80 y 90 cm con las cuales se hallaron los respectivos valores de  $\Delta e / 1 + e_0$ .

$\Delta e/1+e_0$	H
0,003	0
0,003	10
0,002	20
0,002	30
0,002	40
0,001	50
0,001	60
0,001	70
0,001	80
0,001	90

Tabla 48. Esfuerzo integral consolidación 3.

En la tabla anterior se presentan los datos a las diferentes profundidades, para poder determinar el asentamiento total fue necesario determinar la línea de tendencia que más se ajustara a los datos, se escogió una ecuación logarítmica ya que posee un valor alto de coeficiente de correlación.

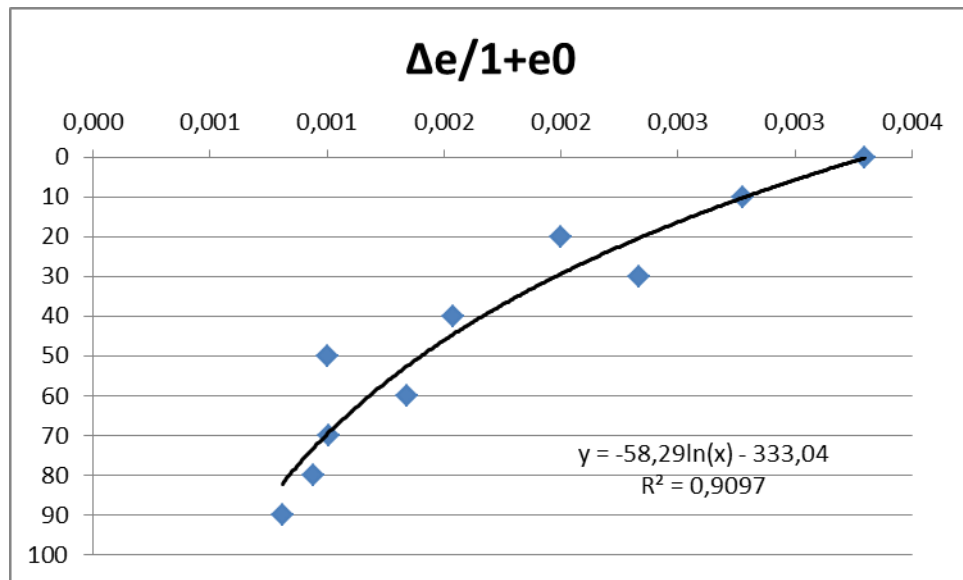


Figura 52. Esfuerzo integral consolidación 3.

La ecuación de la línea de tendencia contribuye para encontrar el valor del asentamiento total pero como es necesario integrar la región con respecto

al valor de profundidad (eje y), es necesario despejar x de la ecuación, por lo tanto la integral queda de la siguiente manera:

$$\Delta H = \int_0^{90} e^{-\left(\frac{H}{58.29} + 5.71\right)}$$

$$\Delta H = 0.1513342216 \text{ cm}$$

## 7.5 Comparación de resultados

### 7.5.1 Comparación de asentamientos entre el método que utiliza el valor promedio y el asentamiento obtenido en el modelo a escala.

En la tabla 49 se presentan los resultados obtenidos en el modelo a escala:

DEFORMÍMETRO No	ASENTAMIENTO TOTAL
1	0,142 cm
2	0,134 cm
PROMEDIO	0,138 cm

Tabla 49. Deformímetros modelo escala.

En la tabla 50 se presentan los resultados obtenidos con los diferentes ensayos de laboratorio que corresponden a los estimados mediante la teoría de la consolidación:

ENSAYO No	ASENTAMIENTO TOTAL
1	0,120 cm
2	0,108cm
3	0,121 cm
PROMEDIO	0,116 cm

Tabla 50. Asentamientos totales

Para tener un parámetro con el cual comparar los dos métodos de cálculos, se calculará el porcentaje de error de la siguiente manera:

$$\% \text{ de error} = \frac{(\text{Valor Real} - \text{Valor Estimado})}{\text{Valor Real}} \times 100$$

$$\% \text{ de error} = \frac{(0.1375 - 0.1156)}{0.1375} \times 100$$

$$\% \text{ de error} = 15.92$$

Utilizando el valor promedio se obtiene una diferencia de 15.92 entre los valores reales de asentamiento y los estimados mediante la teoría de la consolidación.

### 7.5.2 Comparación de asentamientos entre el método que utiliza la integral y el asentamiento obtenido en el modelo a escala.

En la tabla 51 se presentan los resultados obtenidos en el modelo a escala:

DEFORMÍMETRO No	ASENTAMIENTO TOTAL
1	0,142 cm
2	0,135cm
PROMEDIO	0,138 cm

Tabla 51. Deformímetros modelo escala

En la tabla 52 se presentan los resultados obtenidos con los diferentes ensayos de laboratorio que corresponden a los estimados mediante la teoría de la consolidación:

ENSAYO No	ASENTAMIENTO TOTAL
1	0,134
2	NO SE ESTIMÓ
3	0,151
PROMEDIO	0,143

Tabla 52. Asentamientos totales

El % de error para este método se determinara de la siguiente manera:

$$\% \text{ de error} = \frac{(\text{Valor Real} - \text{Valor Estimado})}{\text{Valor Real}} \times 100$$

$$\% \text{ de error} = \frac{(0.1375 - 0.1424)}{0.1375} \times 100$$

$$\% \text{ de error} = 3.55$$

Utilizando el valor promedio se obtiene una diferencia de 3.55 entre los valores reales de asentamiento y los estimados mediante la teoría de la consolidación

### **7.5.3 Comparación de los dos métodos de cálculo**

Para los dos ensayos de consolidación usados en la estimación de los asentamientos se hizo uso de regresiones de tipo logarítmico ya que estas se ajustan más a la tendencia teórica esperada y además presentan coeficientes de correlación  $r^2$  superiores a 0.9

Después de calcular los valores respectivos del porcentaje de error para cada método se observa que el método que utiliza una integral es mucho más efectivo ya que el valor estimado de asentamiento se encuentra mucho más cercano al obtenido en el modelo.

## 8. CONCLUSIONES

- Se realizó una búsqueda en diferentes lugares donde se consideraba la posibilidad de conseguir un material arcilloso y se optó por solicitar el material necesario en una ladrillera ubicada a las afueras del municipio de Girón, ya que con certeza se obtendría el suelo indicado.
- De acuerdo con los ensayos de granulometría y límites de Atterberg realizados a la muestra del suelo escogido, se concluyó que se contaba con un suelo arcilloso de baja compresibilidad (CL) según el sistema unificado de clasificación de suelos, o un suelo A-6 de acuerdo con la clasificación AASHTO.
- Mediante los ensayos de compactación, se llegó a la conclusión de que la humedad óptima del material ensayado es de 13.98% y su peso específico seco máximo es de 8.83 g/cm<sup>3</sup>.
- Los distintos ensayos de consolidación realizados con cargas que corresponden a una décima parte de las propuestas por la norma NTC 1967 permitieron que concluir que para hallar los valores del coeficiente de consolidación ( $C_v$ ) es necesario hacer uso de la gráfica que relaciona la deformación con la raíz cuadrada del tiempo y de esta manera hallar el valor del  $t_{90}$  (tiempo en el cual transcurre el 90% de la consolidación primaria) ya que ninguna de las gráficas permite identificar el valor de  $C_v$  haciendo uso del  $t_{50}$ .
- Mediante los ensayos de consolidación y la teoría de la consolidación propuesta por Terzaghi, haciendo uso de dos metodologías de cálculo, se estimaron los valores de asentamiento total para la consolidación primaria, los cuales fueron de 0,1156 cm cuando se tiene en cuenta el valor promedio de la altura del estrato y 0,1424 cuando se realiza una integral a lo largo de los valores obtenidos a varios niveles de profundidad.
- Debido a que el espacio que se tenía destinado para la excavación y construcción del modelo a escala fue requerido por la facultad de Ingeniería Civil, para realizar el montaje del laboratorio de construcciones, se optó por hacer uso de unos cajones de mampostería, elaborados por los estudiantes de

la asignatura “Construcciones” en el segundo semestre del año 2012, ya que dichas paredes funcionarían como estructura de confinamiento para el suelo, de igual manera se realizó un tratamiento de impermeabilización con el fin de evitar filtraciones de agua y que la muestra perdiera su saturación.

- Para realizar la carga estática de  $0.01 \text{ kg/cm}^2$  se concluyó que la mejor manera era haciendo uso de cilindros de concreto, hasta que se llegara al valor de carga solicitada por el ensayo y a su vez fueran ubicados sobre una lámina de aluminio que permitiera distribuir el esfuerzo de manera más uniforme sobre el área.
- En el modelo de campo se tomaron día a día los asentamientos de la consolidación primaria obedeciendo con los tiempos sugeridos por la norma NTC 1967 hasta que se observara en la curva de consolidación que se había llegado a la consolidación secundaria, el valor obtenido para dicha deformación fue de  $0,138 \text{ cm}$ .
- El análisis realizado al comparar los resultados obtenidos por el método de cálculo utilizando el valor promedio de la altura del estrato y el valor de asentamiento total obtenido en el modelo a escala arrojó que existe una diferencia del  $15.92\%$  por lo tanto se concluye que el valor estimado es aproximado al valor real que presentó el modelo.
- Al realizar la comparación entre los resultados obtenidos por el método de cálculo utilizando una integral que cubre toda la altura del estrato con el valor obtenido en el asentamiento del modelo a escala se encontró que hay una variación del  $3.55\%$  lo cual permite llegar a la conclusión de que si hay una correspondencia entre la estimación del asentamiento y el que ocurrió realmente en el modelo.
- La comparación entre los dos métodos de cálculo para determinar el valor estimado del asentamiento total, permite concluir que el método que utiliza la integral a lo largo de la altura del estrato es mucho más acertado a la hora de predecir las deformaciones en manto arcilloso.

## 9. RECOMENDACIONES

- Se recomienda tener como punto de partida los resultados obtenidos a lo largo de este proyecto de grado ya que con los datos ilustrados se pueden realizar estimaciones aproximadas de duración de los diferentes ciclos de carga.
- Con el fin de evitar incertidumbres en las gráficas de consolidación se recomienda la adquisición de deformímetros digitales, los cuales permitan obtener datos con un mayor número de cifras significativas, lo cual ayude a obtener una percepción más acertada de las deformaciones ocurridas a lo largo de los ensayos.
- Para obtener resultados más óptimos es recomendado utilizar ciclos de cargas mayores, que permitan observar asentamientos más significativos en los ensayos de laboratorio ya que al utilizar los ciclos reducidos en una décima parte con los propuestos por la norma NTC 1967 se encuentran variaciones muy reducidas en el asentamiento a lo largo del ensayo.
- Para ubicar el modelo a escala se recomienda utilizar una excavación, ya que de esta manera se contrarrestar el efecto causado por la presión lateral de tierras y se pueden evitar agrietamientos en las paredes como los sufridos a lo largo del presente trabajo, además si se cuenta con un espacio más amplio, sería posible ubicar cargas superiores usando losas prefabricadas.
- Es de suma importancia contar con un lugar en donde guardar los materiales con los cuales se van a realizar los trabajos de futuros proyectos de grado, ya que durante el desarrollo del presente trabajo se extraviaron diferentes materiales con los que se realizaban los ensayos, como fue el caso de una cantidad de ladrillos, cemento y un plástico con el cual se recubría el lugar de trabajo, por lo tanto se recomienda contar con un depósito de almacenamiento en el cual se pueda mantener de forma segura todos los implementos necesarios para las diferentes actividades.
- Si se desea continuar con el proyecto propuesto anteriormente se recomienda la construcción de un techo el cual ayude a proteger el material

y los implementos usados para medir las deformaciones de los efectos de la intemperie como lo es el sol y la lluvia.

- Como el modelo a escala se encuentra saturado en todo momento a lo largo del ensayo, se recomienda realizar tratamientos de impermeabilización óptimos a las paredes de la caja de confinamiento y realizar revisiones periódicas con el fin de evitar filtraciones que afecten el drenado unilateral de la muestra.
- Se recomienda contar con la señalización necesaria con el fin de evitar alteraciones tanto en los ensayos de laboratorio como en los ensayos en el modelo a escala, ya que las herramientas con las cuales se realizan las mediciones son muy sensibles y se presentaron algunos problemas a lo largo del desarrollo del presente proyecto con algunas afectaciones por la manipulación indebida de terceros, lo cual hizo que se descartaran unos ensayos realizados en el laboratorio.

## 10. BIBLIOGRAFIA

- BRAJA M .DAS (2001). Fundamentos de ingeniería geotécnica. Editorial Thomson International.
- EULALIO JUÁREZ BADILLO (1996). Mecánica de suelos: Fundamentos de la mecánica de suelos. Editorial Limusa Noriega.
- GEORGE B. SOWERS (1994). Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, Ed. Limusa N.
- I.N.V. E-141-07, Instituto Nacional de Vías, Ensayo Normal de Compactación. 2007.
- I.N.V. E-213, Instituto Nacional de Vías, Granulometría de agregados gruesos y finos. 2007.
- JOSE A. JIMENEZ SALAS (1954). Mecánica del suelo y sus aplicaciones a la ingeniería. Ed. Dossat, S.A.
- LAMBE WILLIAM T. y WHITMAN V. ROBERT (1994). Mecánica de suelos, Editorial Limusa Noriega.
- MANUEL DELGADO VARGAS, 1996, Ingeniería de Fundaciones: Fundamentos e Introducción al Análisis Geotécnico. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

- NTC 1495, Norma Técnica Colombiana, Ensayo para determinar el contenido de humedad de suelos y rocas, con base en la masa. 1993.
- NTC 4630, Norma Técnica Colombiana, Método de ensayo para la determinación del límite líquido, del límite plástico y del índice de plasticidad de los suelos cohesivos. 1993.
- NTC 1967, Norma Técnica Colombiana, Método de ensayo para determinar las propiedades de consolidación unidimensional de los suelos. 1993.
- RICO-DEL CASTILLO (1999). Ingeniería de suelos en las vías terrestres: carreteras, ferrocarriles aeropistas. Editorial Limusa Noriega.
- R. WHITLOW (1994). Fundamentos de mecánica de suelos, Ed Compañía Editorial Continental.

## **11. ANEXOS**

### **ANEXO A**

#### **ENSAYOS DE GRANULOMETRIA**

**ANEXO 1 GRANULOMETRIA 1**



**Universidad  
Pontificia  
Bolivariana**  
SECCIONAL BUCARAMANGA

**ANEXO: 1**

**FECHA DEL ENSAYO:** 3 Septiembre 2013

**DIRECTOR DEL PROYECTO:**

Gerardo Bautista Garcia

**ESTUDIANTES:** Alvaro Andres Rueda Lizarazo  
Ivan Andres Jaimes Saavedra

**ID:** 126588

139154

**NOMBRE DEL ENSAYO:** Granulometria para agregados gruesos y finos

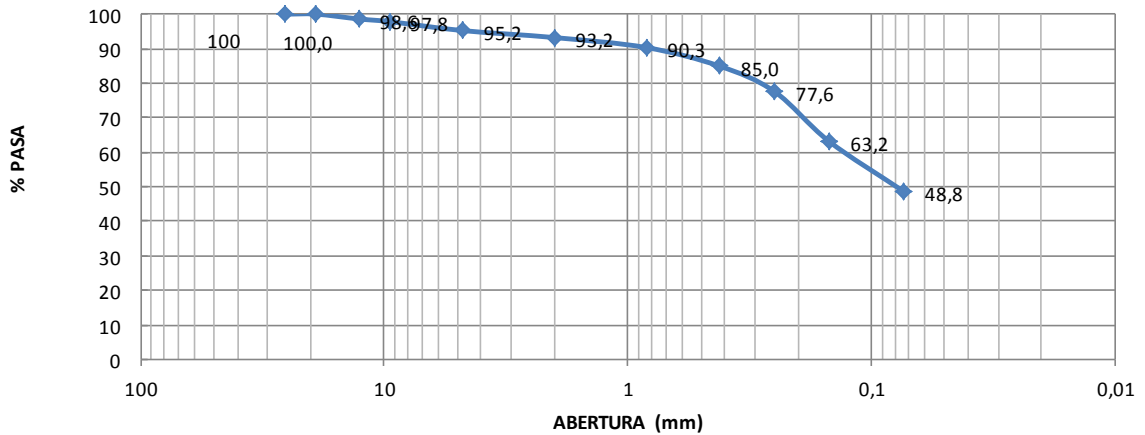
**NORMA:** I.N.V E-213

**TOMA DE DATOS**

MALLA NO.	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (G)	% RETENIDO PARCIAL	% PASA	
1"	25,4	0	0,0	100	
3/4"	19,05	0	0,0	100,0	
1/2"	12,7	21,12	1,4	98,6	
3/8"	9,52	11,6	0,8	97,8	%GRAVAS = 4,8%
No 4	4,75	39,4	2,6	95,2	
No 10	2	30,6	2,0	93,2	%ARENAS = 46,5%
No 20	0,84	43,6	2,9	90,3	
No 40	0,42	81,4	5,4	85,0	%FINOS = 48,8%
No 60	0,25	111,08	7,3	77,6	
No 100	0,149	219	14,5	63,2	
No 200	0,074	218	14,4	48,8	
FONDO		8,6	0,6	48,2	
TOTAL		784,4			

**GRAFICA GRANULOMETRICA**

**CURVA GRANULOMETRICA 1**



**ANEXO 2 GRANULOMETRIA 2**



**Universidad  
Pontificia  
Bolivariana**  
SECCIONAL BUCARAMANGA

**ANEXO: 2**

**FECHA DEL ENSAYO:** 3 Septiembre 2013

**DIRECTOR DEL PROYECTO:**

Gerardo Bautista Garcia

**ESTUDIANTES:** Alvaro Andres Rueda Lizarazo  
Ivan Andres Jaimes Saavedra

**ID:** 126588  
139154

**NOMBRE DEL ENSAYO:** Granulometria para agregados gruesos y finos

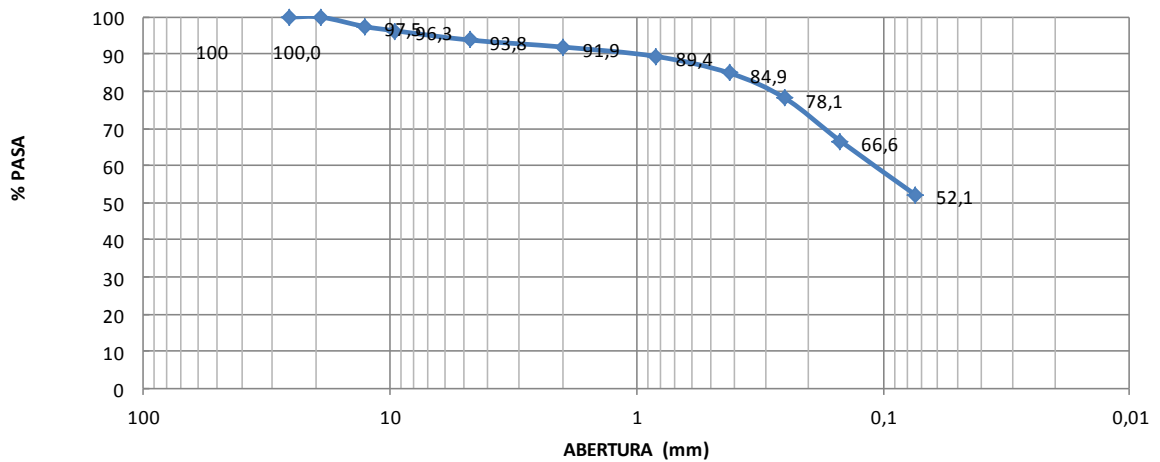
**NORMA:** I.N.V E-213

**TOMA DE DATOS**

MALLA NO.	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (G)	% RETENIDO PARCIAL	% PASA	
1"	25,4	0	0,0	100	%GRAVAS = 6,2% %ARENAS = 41,7% %FINOS = 52,1%
3/4"	19,05	0	0,0	100,0	
1/2"	12,7	39,4	2,5	97,5	
3/8"	9,52	18	1,2	96,3	
No 4	4,75	38,8	2,5	93,8	
No 10	2	29,2	1,9	91,9	
No 20	0,84	39	2,5	89,4	
No 40	0,42	70,08	4,5	84,9	
No 60	0,25	105,6	6,8	78,1	
No 100	0,149	179,4	11,5	66,6	
No 200	0,074	225,5	14,5	52,1	
FONDO		10,62	0,7	51,4	
TOTAL		755,6			

**GRAFICA GRANULOMETRICA**

**CURVA GRANULOMETRICA 2**



**ANEXO 3 GRANULOMETRIA 3**



**Universidad  
Pontificia  
Bolivariana**  
SECCIONAL BUCARAMANGA

**ANEXO: 3**

**FECHA DEL ENSAYO:** 3 Septiembre 2013

**DIRECTOR DEL PROYECTO:**

Gerardo Bautista Garcia

**ESTUDIANTES:** Alvaro Andres Rueda Lizarazo  
Ivan Andres Jaimes Saavedra

**ID:** 126588  
139154

**NOMBRE DEL ENSAYO:** Granulometria para agregados gruesos y finos

**NORMA:** I.N.V E-213

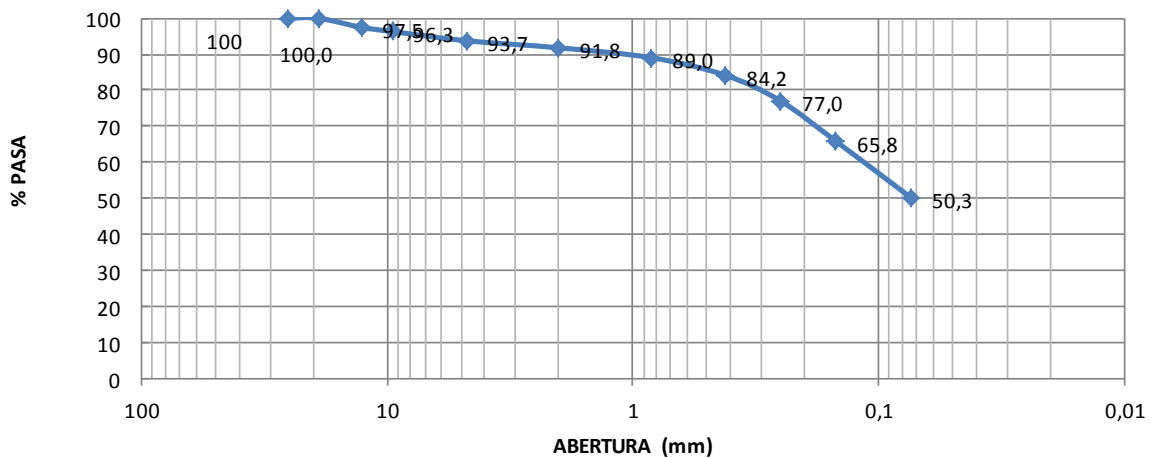
**TOMA DE DATOS**

MALLA NO.	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (G)	% RETENIDO PARCIAL	% PASA
1"	25,4	0	0,0	100
3/4"	19,05	0	0,0	100,0
1/2"	12,7	39,5	2,5	97,5
3/8"	9,52	18	1,2	96,3
No 4	4,75	39,5	2,5	93,7
No 10	2	30,5	2,0	91,8
No 20	0,84	42,5	2,7	89,0
No 40	0,42	75,5	4,9	84,2
No 60	0,25	110,8	7,2	77,0
No 100	0,149	172,8	11,2	65,8
No 200	0,074	241,5	15,6	50,3
FONDO		7,9	0,5	49,7
TOTAL		778,5		

%GRAVAS =  
6,3%  
%ARENAS =  
43,5%  
%FINOS =  
50,3%

**GRAFICA GRANULOMETRICA**

**CURVA GRANULOMETRICA 3**



**ANEXO B**  
**ENSAYOS DE LÍMITE LÍQUIDO – LIMITE PLASTICO**

**ANEXO 4 LIMITE LIQUIDO 1**

ANEXO: 4

FECHA DEL ENSAYO: 9 Septiembre 2013

DIRECTOR DEL PROYECTO: Gerardo Bautista Garcia



ESTUDIANTES: Alvaro Andres Rueda Lizarazo  
Ivan Andres Jaimes Saavedra

ID: 126588  
139154

NOMBRE DEL ENSAYO: Determinacion limite liquido

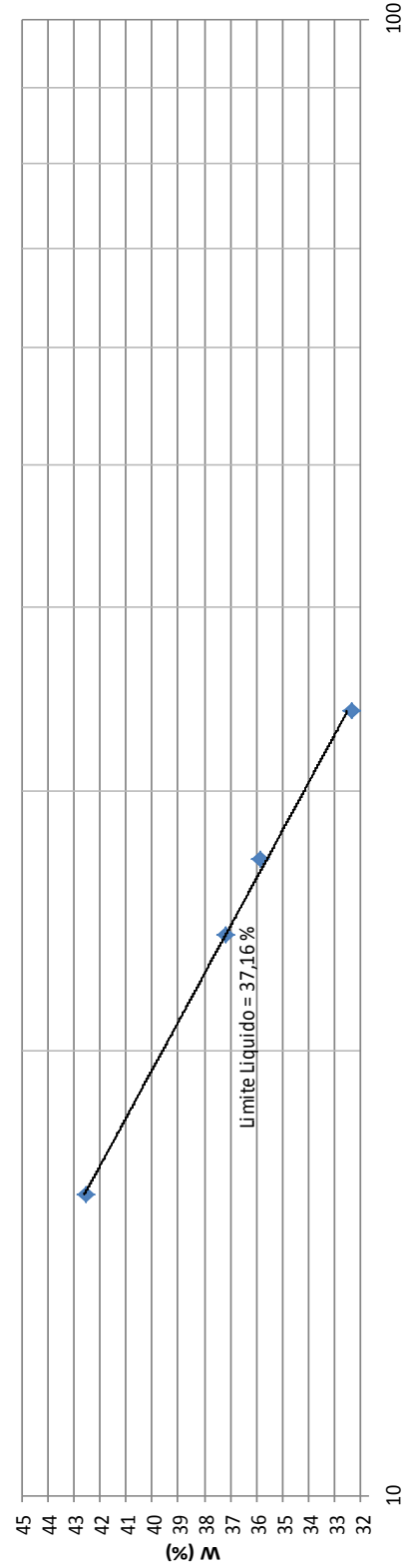
NORMA: NTC 4630

**TOMA DE DATOS**

Prueba No	Capsula No	No de golpes	Peso capsula+Suelo humedo (g)	Peso capsula+Suelo Seco (g)	Peso Agua (g)	Peso Capsula (g)	Peso Suelo Seco (g)	Humedad (%)
1	96	34	24,2	20,3	3,9	8,25	12,05	32,37
2	25	27	19,8	16,4	3,4	6,91	9,49	35,83
3	113	24	18,8	15,5	3,3	6,62	8,88	37,16
4	115	16	23,6	18,6	5	6,84	11,76	42,52


**GRAFICA LIMITE LIQUIDO**

**Limite Liquido 1**



No GOLPES

**ANEXO 5 LIMITE PLASTICO 1**

 <p><b>Universidad Pontificia Bolivariana</b> SECCIONAL BUCARAMANGA</p>	<b>ANEXO: 5</b>						
	<b>FECHA DEL ENSAYO:</b> 9 Septiembre 2013						
	<b>DIRECTOR DEL PROYECTO:</b> Gerardo Bautista Garcia						
<b>ESTUDIANTES:</b> Alvaro Andres Rueda Lizarazo Ivan Andres Jaimes Saavedra						<b>ID:</b> 126588 139154	
<b>NOMBRE DEL ENSAYO:</b> Determinacion limite plastico						<b>NORMA:</b> NTC 4630	
TOMA DE DATOS							
Prueba No	Capsula No	Peso capsula+Suelo humedo (g)	Peso capsula+Suelo Seco (g)	Peso Agua (g)	Peso Capsula (g)	Peso Suelo Seco (g)	Humedad (%)
1	182	16,48	15,5	0,98	8,56	6,94	14,12
2	99	18,24	17,05	1,19	8,81	8,24	14,44

**ANEXO 6 LIMITE LIQUIDO 2**

**ANEXO: 6**



**FECHA DEL ENSAYO:** 10 Septiembre 2013

**DIRECTOR DEL PROYECTO:** Gerardo Bautista Garcia

**ESTUDIANTES:** Alvaro Andres Rueda Lizarazo  
Ivan Andres Jaimes Saavedra

**ID:** 126588  
139154

**NOMBRE DEL ENSAYO:** Determinacion limite liquido

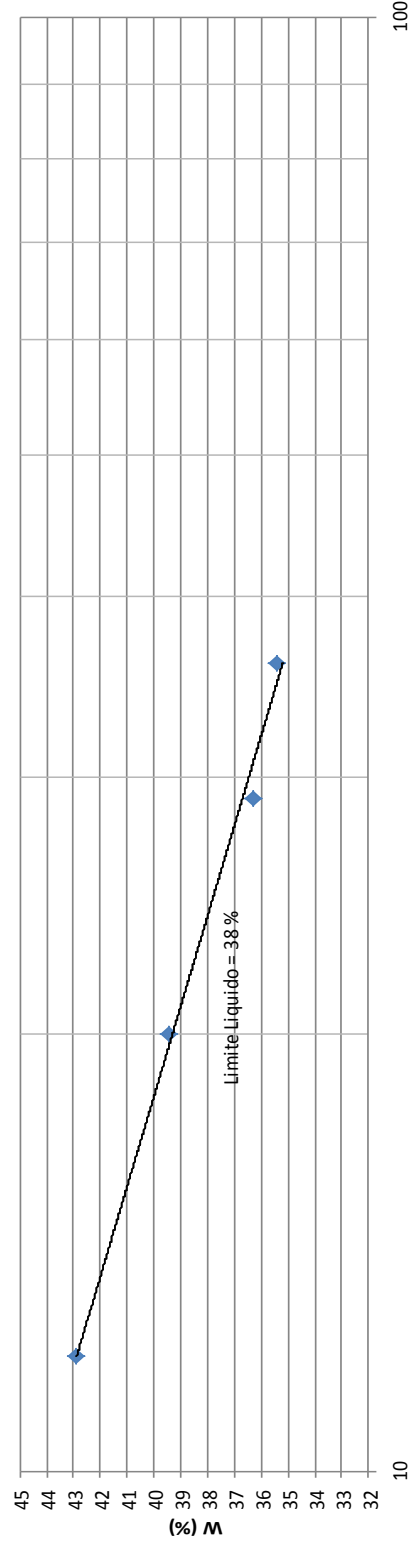
**NORMA:** NTC 4630

**TOMA DE DATOS**

Prueba No	Capsula No	No de golpes	Peso capsula+Suelo humedo (g)	Peso capsula+Suelo Seco (g)	Peso Agua (g)	Peso Capsula (g)	Peso Suelo Seco (g)	Humedad (%)
1	32	36	25,3	21,1	4,2	9,25	11,85	35,44
2	40	29	20,9	17,2	3,7	7,01	10,19	36,31
3	55	20	19,8	16,1	3,7	6,72	9,38	39,45
4	13	12	25,6	20	5,6	6,94	13,06	42,88

**GRAFICA LIMITE LIQUIDO**

**Limite Liquido 2**



No GOLPES

**ANEXO 7 LIMITE PLASTICO 2**

**Universidad  
Pontificia  
Bolivariana**  
SECCIONAL BUCARAMANGA

**ANEXO: 7****FECHA DEL ENSAYO:** 10 Septiembre 2013**DIRECTOR DEL PROYECTO:** Gerardo Bautista Garcia**ESTUDIANTES:** Alvaro Andres Rueda Lizarazo  
Ivan Andres Jaimes Saavedra**ID:** 126588  
139154**NOMBRE DEL ENSAYO:** Determinacion limite plastico**NORMA:** NTC 4630**TOMA DE DATOS**

Prueba No	Capsula No	Peso capsula+Suelo humedo (g)	Peso capsula+Suelo Seco (g)	Peso Agua (g)	Peso Capsula (g)	Peso Suelo Seco (g)	Humedad (%)
1	197	15,42	14,6	0,82	8,85	5,75	14,26
2	138	15,61	14,7	0,91	8,39	6,31	14,42

**ANEXO 8 LIMITE LIQUIDO 3**

ANEXO: 8



FECHA DEL ENSAYO: 11 Septiembre 2013

DIRECTOR DEL PROYECTO: Gerardo Bautista Garcia

ESTUDIANTES: Alvaro Andres Rueda Lizarazo  
Ivan Andres Jaimés Saavedra

ID: 126588  
139154

NOMBRE DEL ENSAYO: Determinación límite líquido

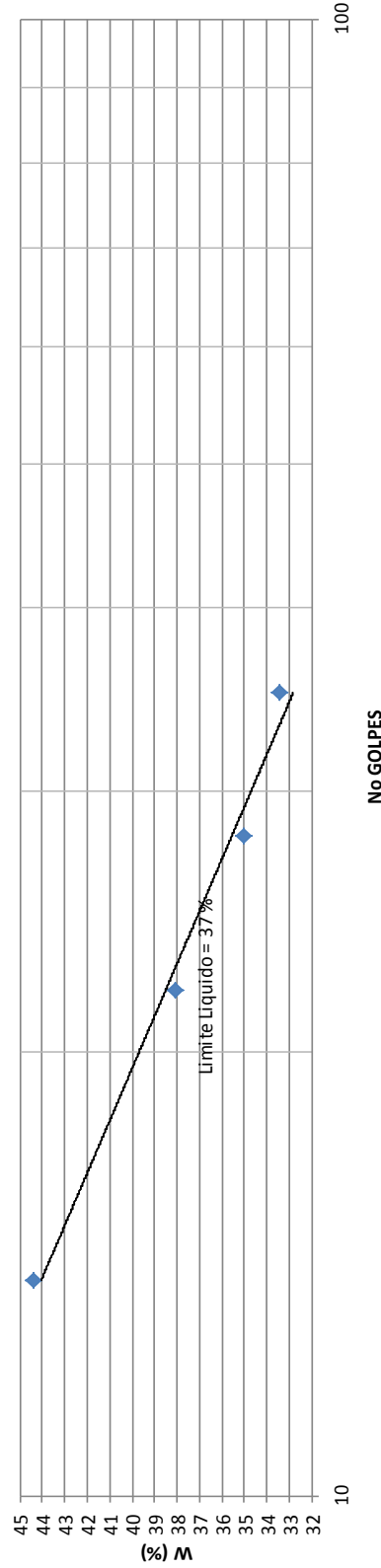
NORMA: NTC 4630

**TOMA DE DATOS**


Prueba No	Capsula No	No de golpes	Peso capsula+Suelo humedo (g)	Peso capsula+Suelo Seco (g)	Peso Agua (g)	Peso Capsula (g)	Peso Suelo Seco (g)	Humedad (%)
1	42	35	26,3	21,9	4,4	8,75	13,15	33,46
2	98	28	21,9	18,01	3,89	6,9	11,11	35,01
3	115	22	20,8	16,9	3,9	6,66	10,24	38,09
4	3	14	26,6	20,5	6,1	6,76	13,74	44,40

**GRAFICA LIMITE LIQUIDO**

**Límite Líquido 3**



No GOLPES

ANEXO 9 LIMITE PLASTICO 3							
 <b>Universidad Pontificia Bolivariana</b> SECCIONAL BUCARAMANGA		<b>ANEXO:</b> 9					
		<b>FECHA DEL ENSAYO:</b> 11 Septiembre 2013					
		<b>DIRECTOR DEL PROYECTO:</b> Gerardo Bautista Garcia					
<b>ESTUDIANTES:</b> Alvaro Andres Rueda Lizarazo Ivan Andres Jaimes Saavedra						<b>ID:</b> 126588 139154	
<b>NOMBRE DEL ENSAYO:</b> Determinacion limite plastico						<b>NORMA:</b> NTC 4630	
TOMA DE DATOS							
Prueba No	Capsula No	Peso capsula+Suelo humedo (g)	Peso capsula+Suelo Seco (g)	Peso Agua (g)	Peso Capsula (g)	Peso Suelo Seco (g)	Humedad (%)
1	139	13,63	13,01	0,62	8,61	4,4	14,09
2	69	11,67	11,05	0,62	6,96	4,09	15,16

**ANEXO C**  
**ENSAYOS DE PROCTOR DE ESTANDAR**

**ANEXO 10 PROCTOR ESTANDAR 1**



**Universidad  
Pontificia  
Bolivariana**  
SECCIONAL BUCARAMANGA

**ANEXO:** 10  
**FECHA DEL ENSAYO:** 16 Septiembre 2013  
**DIRECTOR DEL PROYECTO:** Gerardo Bautista Garcia

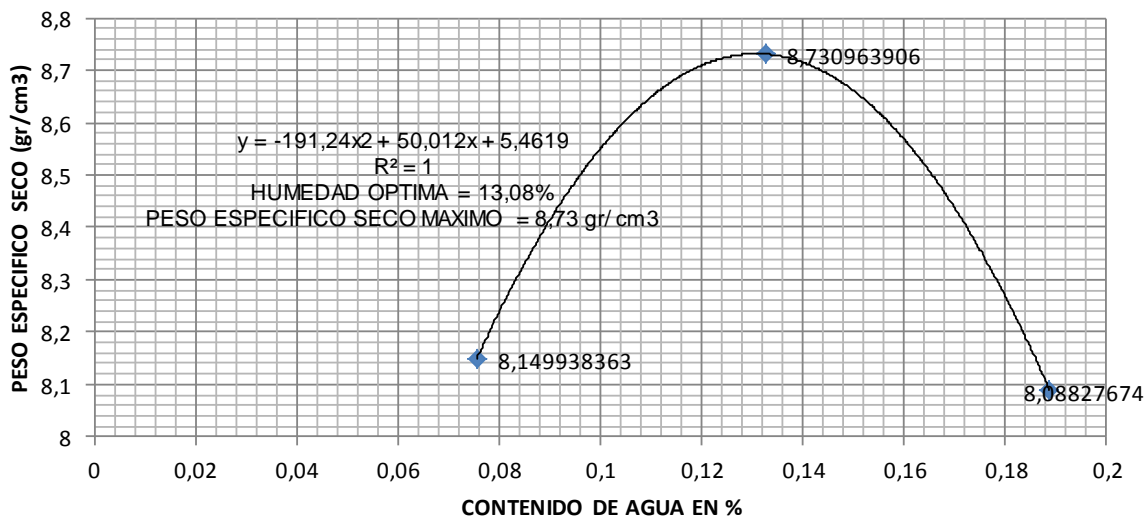
**ESTUDIANTES:** Alvaro Andres Rueda Lizarazo  
Ivan Andres Jaimes Saavedra  
**ID:** 126588  
139154  
**NOMBRE DEL ENSAYO:** Ensayo normal de compactacion  
**NORMA:** I.N.V E-141-07

**TOMA DE DATOS**

DETERMINACION	1	2	3	% HUMEDAD OPTIMA = 13,08% PESO ESPECIFICO SECO MAXIMO = 8,73
PESO MOLDE + SUELO HUMEDO	5295	5517	5463	
PESO MOLDE	3560	3560	3560	
PESO SUELO HUMEDO	1735	1957	1903	
PESO ESPECIFICO HUMEDO	8,77	9,89	9,61	
CAPSULA No.	13	115	197	
PESO CAPSULA+SUELO HUMEDO	48,77	65,8	50,5	
PESO CAPSULA+SUELO SECO	46,6	60,5	45,8	
PESO DEL AGUA	2,17	5,3	4,7	
PESO CAPSULA	17,9	20,5	20,9	
PESO SUELO SECO	28,7	40	24,9	
CONTENIDO DE AGUA	7,56%	13,25%	18,88%	
PESO ESPECIFICO SECO	8,15	8,73	8,09	

**GRAFICA PROCTOR ESTANDAR**

**ENSAYO PROCTOR ESTANDAR NUMERO 1**



**ANEXO 11 PROCTOR ESTANDAR 2**



**Universidad  
Pontificia  
Bolivariana**  
SECCIONAL BUCARAMANGA

**ANEXO: 11**

**FECHA DEL ENSAYO:** 18 Septiembre 2013

**DIRECTOR DEL PROYECTO:** Gerardo Bautista Garcia

**ESTUDIANTES:** Alvaro Andres Rueda Lizarazo  
Ivan Andres Jaimes Saavedra

**ID:** 126588  
139154

**NOMBRE DEL ENSAYO:** Ensayo normal de compactacion

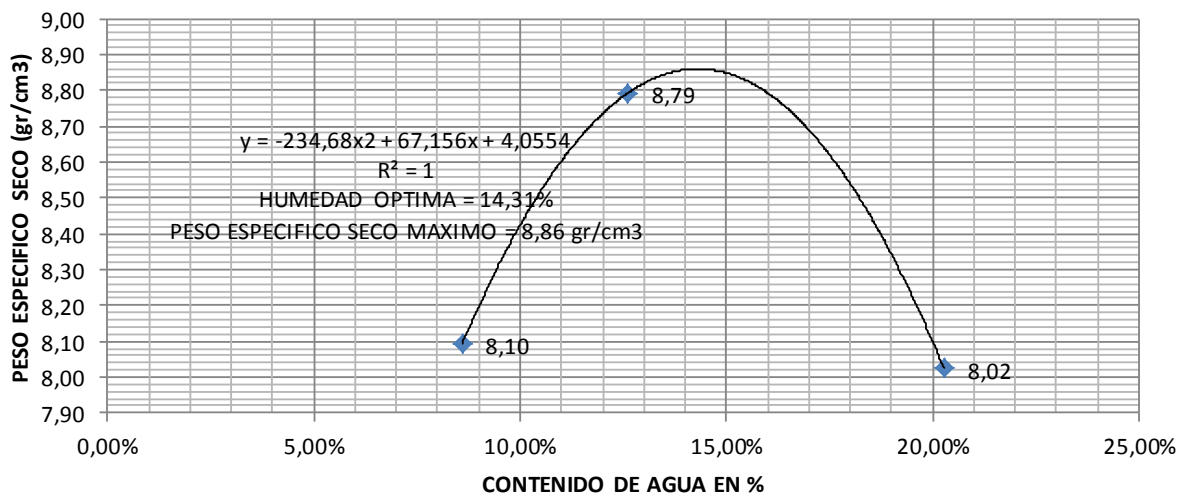
**NORMA:** I.N.V E-141-07

**TOMA DE DATOS**

DETERMINACION	1	2	3	%HUMEDAD OPTIMA = 14,31% PESO ESPECIFICO SECO MAXIMO = 8,86
PESO MOLDE + SUELO HUMEDO	5300	5520	5470	
PESO MOLDE	3560	3560	3560	
PESO SUELO HUMEDO	1740	1960	1910	
PESO ESPECIFICO HUMEDO	8,79	9,90	9,65	
CAPSULA No.	12	56	21	
PESO CAPSULA+SUELO HUMEDO	47,44	67,29	51,48	
PESO CAPSULA+SUELO SECO	45,13	62,11	46,39	
PESO DEL AGUA	2,31	5,18	5,09	
PESO CAPSULA	18,27	21,07	21,29	
PESO SUELO SECO	26,86	41,04	25,1	
CONTENIDO DE AGUA	8,60%	12,62%	20,28%	
PESO ESPECIFICO SECO	8,10	8,79	8,02	

**GRAFICA PROCTOR ESTANDAR**

**ENSAYO PROCTOR ESTANDAR NUMERO 2**



**ANEXO 12 PROCTOR ESTANDAR 3**



**Universidad  
Pontificia  
Bolivariana**  
SECCIONAL BUCARAMANGA

**ANEXO: 12**

**FECHA DEL ENSAYO:** 18 Septiembre 2013

**DIRECTOR DEL PROYECTO:** Gerardo Bautista Garcia

**ESTUDIANTES:** Alvaro Andres Rueda Lizarazo  
Ivan Andres Jaimes Saavedra

**ID:** 126588  
139154

**NOMBRE DEL ENSAYO:** Ensayo normal de compactacion

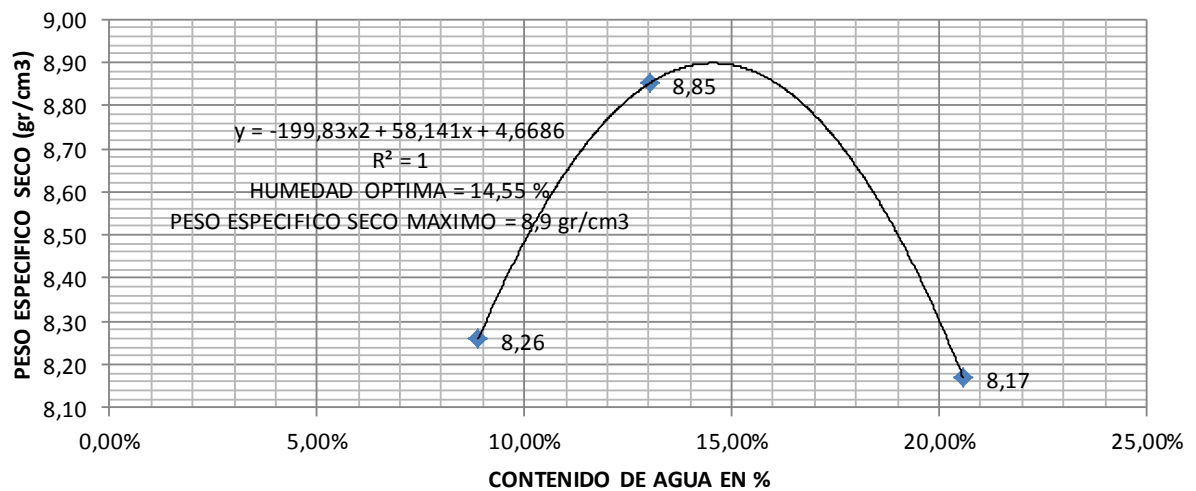
**NORMA:** I.N.V E-141-07

**TOMA DE DATOS**

DETERMINACION	1	2	3	%HUMEDAD OPTIMA = 14,55% PESO ESPECIFICO SECO MAXIMO = 8,90
PESO MOLDE + SUELO HUMEDO	5350	5600	5490	
PESO MOLDE	3560	3560	3560	
PESO SUELO HUMEDO	1780	1980	1950	
PESO ESPECIFICO HUMEDO	8,99	10,00	9,85	
CAPSULA No.	185	17	34	
PESO CAPSULA+SUELO HUMEDO	49,52	69,56	53,52	
PESO CAPSULA+SUELO SECO	47,26	64,09	48,32	
PESO DEL AGUA	2,26	5,47	5,2	
PESO CAPSULA	21,85	22,09	23,05	
PESO SUELO SECO	25,41	42	25,27	
CONTENIDO DE AGUA	8,89%	13,02%	20,58%	
PESO ESPECIFICO SECO	8,26	8,85	8,17	

**GRAFICA PROCTOR ESTANDAR**

**ENSAYO PROCTOR ESTANDAR NUMERO 3**



**ANEXO D**  
**ENSAYOS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 1**

**ANEXO 13 CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 1**



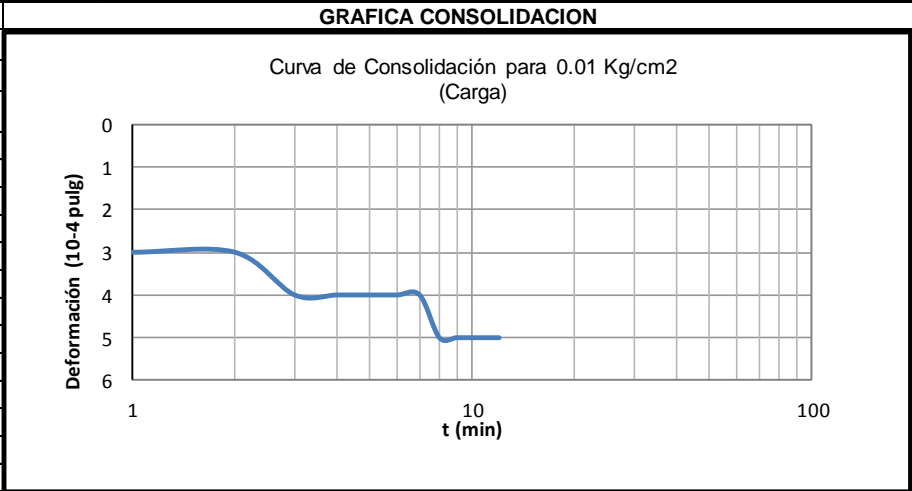
**Universidad  
Pontificia  
Bolivariana**  
SECCIONAL BUCARAMANGA

<b>ANEXO:</b> 13
<b>FECHA DEL ENSAYO:</b> 23 Septiembre 2013
<b>DIRECTOR DEL PROYECTO:</b> Gerardo Bautista Garcia

<b>ESTUDIANTES:</b> Alvaro Andres Rueda Lizarazo Ivan Andres Jaimes Saavedra	<b>ID:</b> 126588 139154
---	-----------------------------

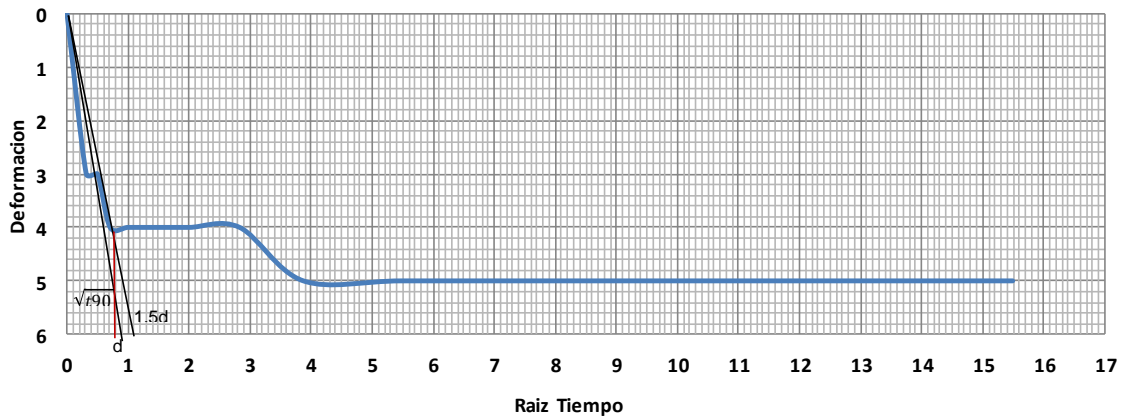
<b>NOMBRE DEL ENSAYO:</b> Ensayo consolidacion unidimensional	<b>NORMA:</b> NTC 1967
---	------------------------

TOMA DE DATOS	
$\sigma=0.01 \text{ Kg/cm}^2$ (carga)	
Tiempo (min)	Deform (10 <sup>-4</sup> pulg)
<i>t</i>	
0	0
0,1	3
0,25	3
0,5	4
1	4
2	4
4	4
8	4
15	5
30	5
60	5
120	5
240	5



**GRAFICA TIEMPO VS DEFORMACION**

Tiempo Vs. Deformacion 0,01 kg/cm<sup>2</sup>



**ANEXO 14 CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 1**



**Universidad  
Pontificia  
Bolivariana**  
SECCIONAL BUCARAMANGA

**ANEXO:** 14

**FECHA DEL ENSAYO:** 25 Septiembre 2013

**DIRECTOR DEL PROYECTO:** Gerardo Bautista Garcia

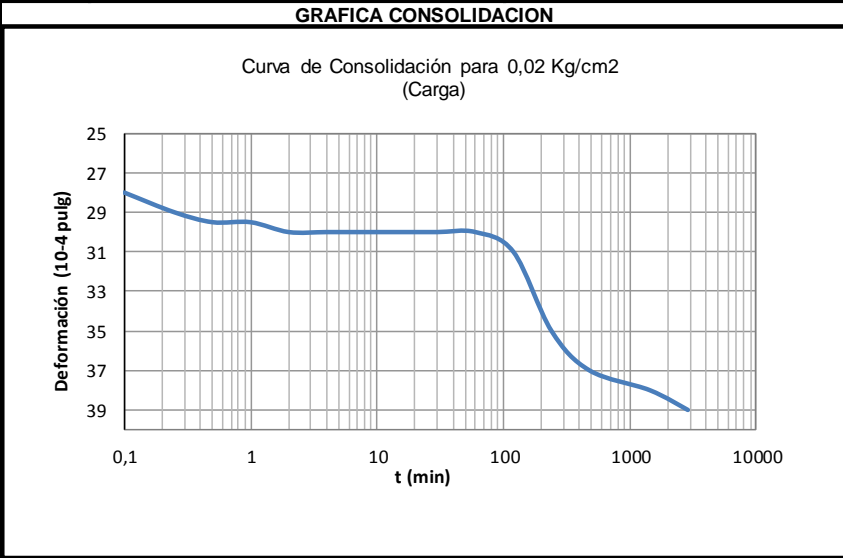
**ESTUDIANTES:** Alvaro Andres Rueda Lizarazo  
Ivan Andres Jaimes Saavedra

**ID:** 126588  
139154

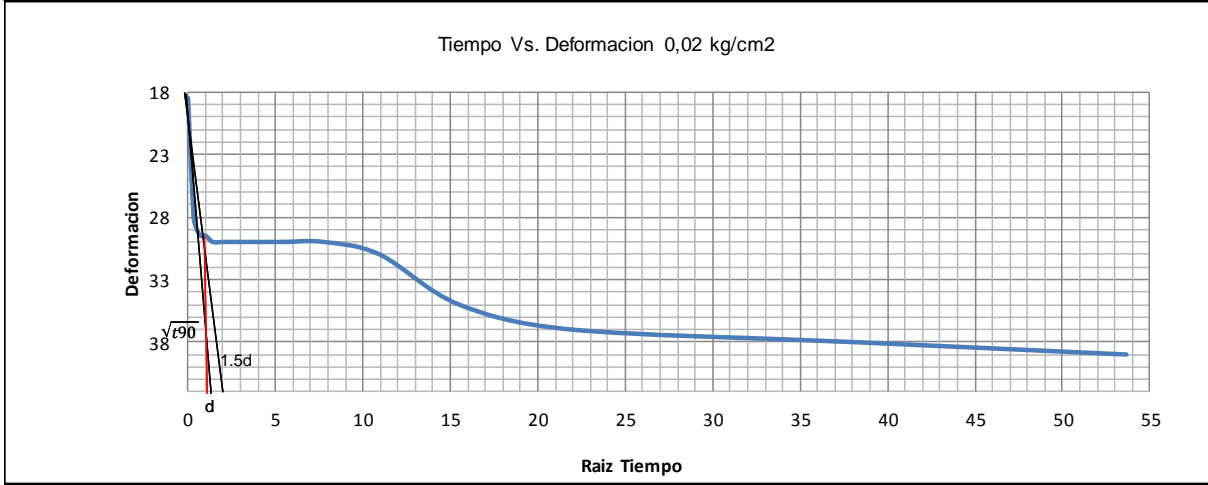
**NOMBRE DEL ENSAYO:** Ensayo consolidacion unidimensional

**NORMA:** NTC 1967

TOMA DE DATOS	
$\sigma=0.02 \text{ Kg/cm}^2$ (carga)	
Tiempo (min)	Deform (10 <sup>-4</sup> pulg)
<i>t</i>	
0	18,5
0,1	28
0,25	29
0,5	29,5
1	29,5
2	30
4	30
8	30
15	30
30	30
60	30
120	31
240	35
480	37
1440	38
2880	39
2880	39



**GRAFICA TIEMPO VS DEFORMACION**



**ANEXO 15 CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 1**



**Universidad Pontificia Bolivariana**  
SECCIONAL BUCARAMANGA

**ANEXO: 15**

**FECHA DEL ENSAYO: 29 Septiembre 2013**

**DIRECTOR DEL PROYECTO: Gerardo Bautista Garcia**

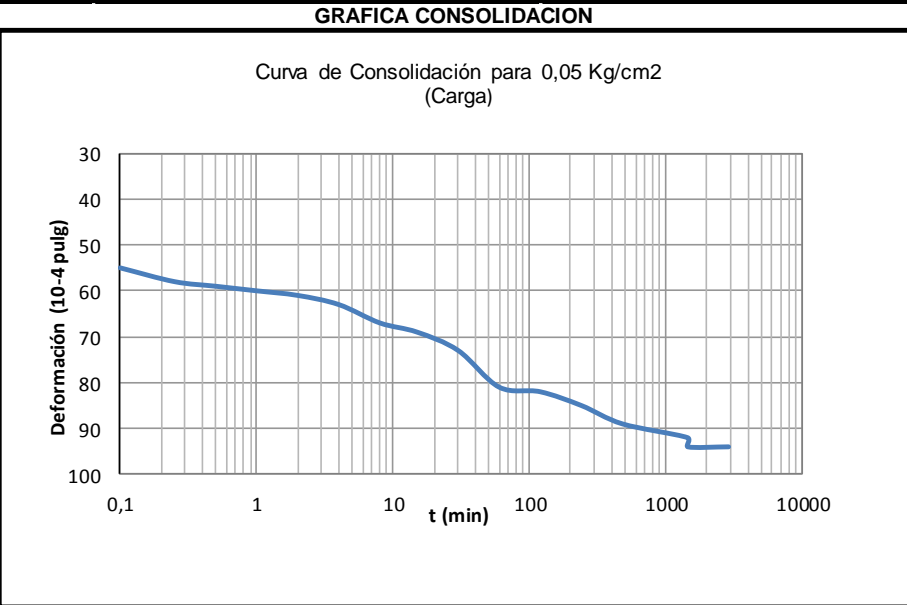
**ESTUDIANTES:** Alvaro Andres Rueda Lizarazo  
Ivan Andres Jaimes Saavedra

**ID:** 126588  
139154

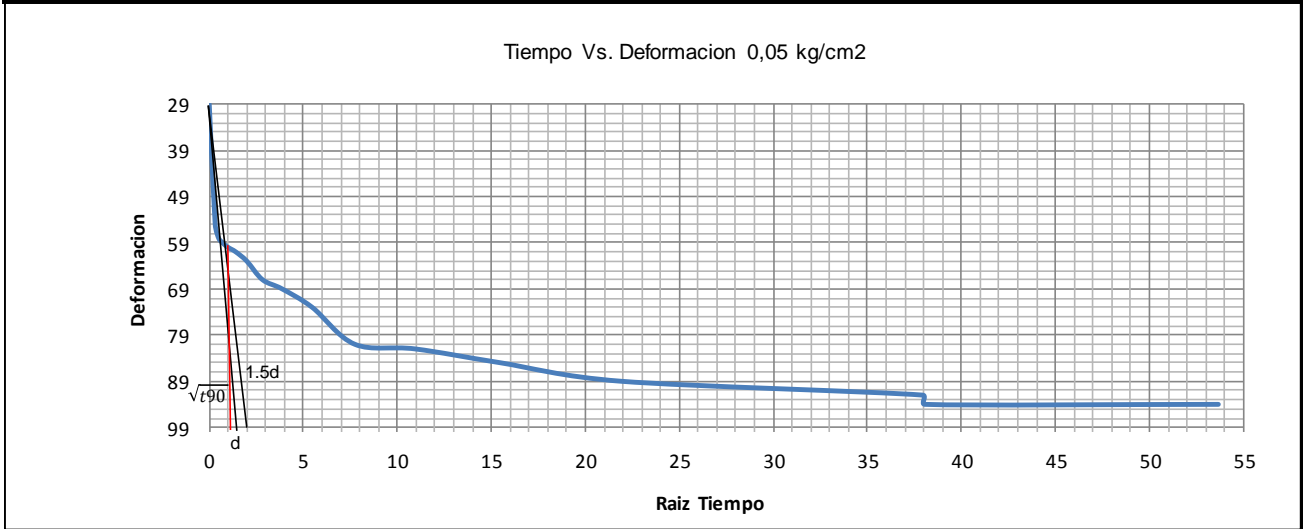
**NOMBRE DEL ENSAYO:** Ensayo consolidacion unidimensional

**NORMA:** NTC 1967

TOMA DE DATOS	
$\sigma=0.05 \text{ Kg/cm}^2$ (carga)	
Tiempo (min)	Deform (10 <sup>-4</sup> pulg)
<i>t</i>	
0	29
0,1	55
0,25	58
0,5	59
1	60
2	61
4	63
8	67
15	69
30	73
60	81
120	82
240	85
480	89
1440	92
1448	94
2880	94



**GRAFICA TIEMPO VS DEFORMACION**



**ANEXO 16 CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 1**



**Universidad  
Pontificia  
Bolivariana**  
SECCIONAL BUCARAMANGA

**ANEXO: 16**

**FECHA DEL ENSAYO: 8 Octubre 2013**

**DIRECTOR DEL PROYECTO: Gerardo Bautista Garcia**

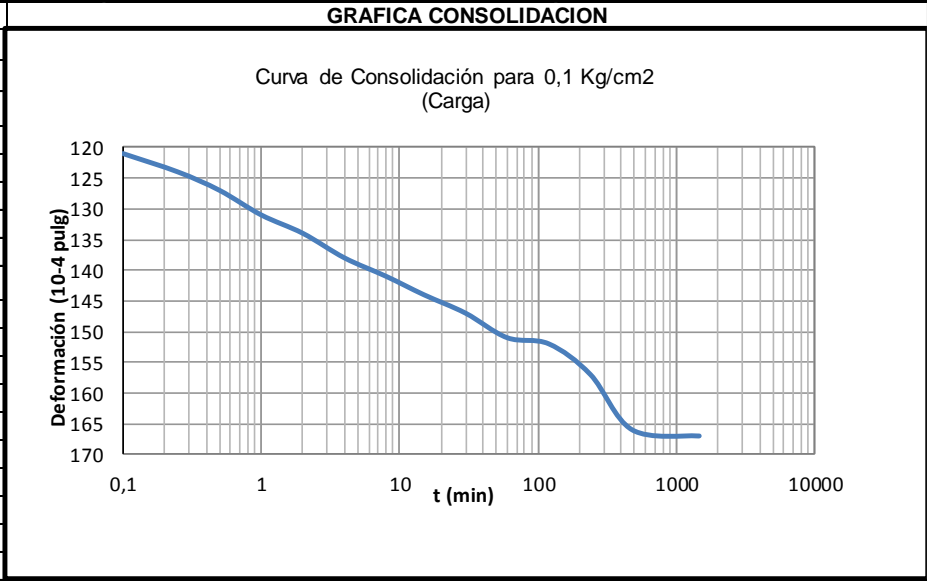
**ESTUDIANTES:** Alvaro Andres Rueda Lizarazo  
Ivan Andres Jaimes Saavedra

**ID:** 126588  
139154

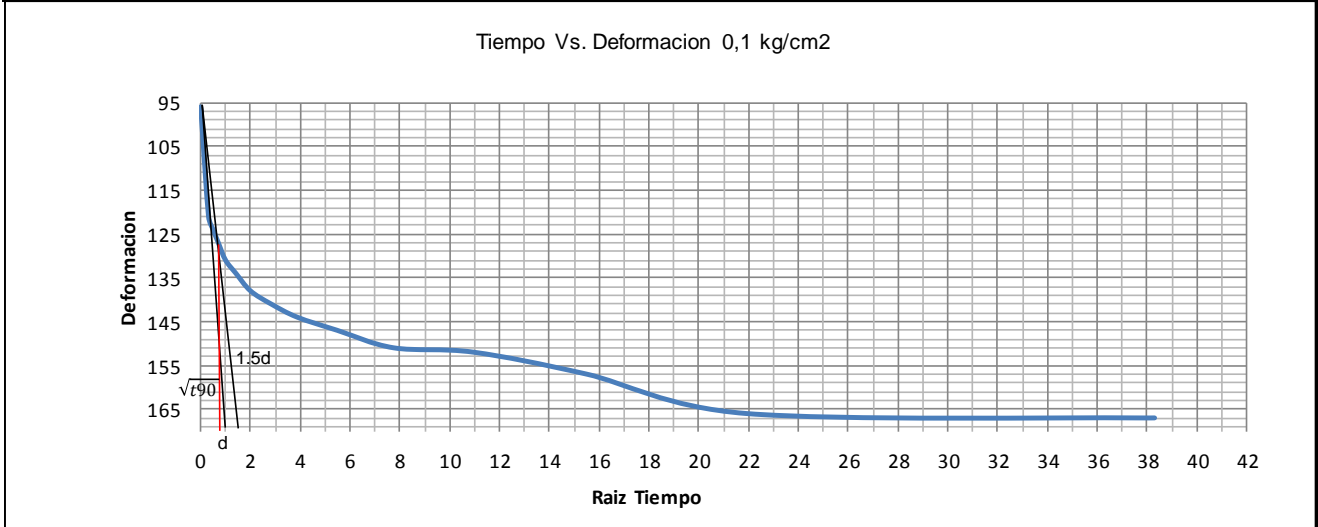
**NOMBRE DEL ENSAYO:** Ensayo consolidacion unidimensional


**NORMA:** NTC 1967

TOMA DE DATOS	
$\sigma=0,1 \text{ Kg/cm}^2$ (carga)	
Tiempo (min)	Deform (10 <sup>-4</sup> pulg)
<i>t</i>	
0	96
0,1	121
0,25	124
0,5	127
1	131
2	134
4	138
8	141
15	144
30	147
60	151
120	152
240	157
480	166
1407	167
1467	167



**GRAFICA TIEMPO VS DEFORMACION**



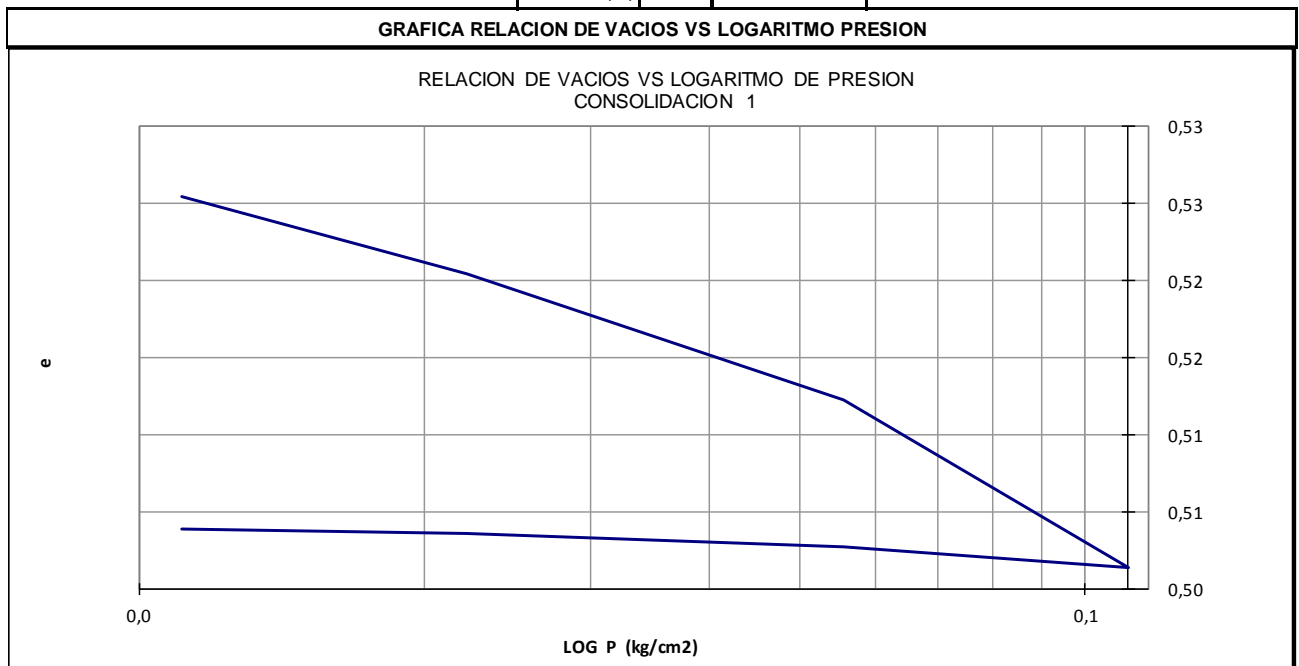
ANEXO 17 CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 1				
 <b>Universidad Pontificia Bolivariana</b> SECCIONAL BUCARAMANGA		ANEXO: 17		
		FECHA DEL ENSAYO: 8 Octubre 2013		
		DIRECTOR DEL PROYECTO: Gerardo Bautista Garcia		
ESTUDIANTES: Alvaro Andres Rueda Lizarazo Ivan Andres Jaimes Saavedra			ID: 126588 139154	
NOMBRE DEL ENSAYO: Ensayo consolidacion unidimensional			NORMA: NTC 1967	
DATOS FORMATO				
Diámetro de la muestra, $d$ :	63,1	mm	Gravedad Específica, $G_s$ :	2,79
Area de la Muestra, $A$ :	31,27	cm <sup>2</sup>	Masa Seca, $W_s$ :	149,34 g
Altura de la muestra, $h_m$ :	2,61	cm	Ultima Medición, $M_e$ :	0,0371 cm
densidad, $\rho$ (inicial):	2,17	g/cm <sup>3</sup>	densidad, $\rho$ (final):	2,19 g/cm <sup>3</sup>
Altura de Sólidos, $h_s = \frac{W_s}{A \gamma_s} =$	1,71	cm	$h_m - h_s =$	0,90 cm
ANTES DEL ENSAYO			DESPUES DEL ENSAYO	
Humedad	$w_{n1}$	18,74%	$w_{n2}$	18,07%
Relación de Vacíos	$e_1 = \frac{h_m - h_s}{h_s}$	0,526	$e_2 = \frac{h_m - h_s - M_e}{h_s}$	0,504
Saturación	$G_{w_1} = \frac{\omega_{n_1} G_s}{\epsilon_1} \cdot 100$	99,5%	$G_{w_2} = \frac{\omega_{n_2} G_s}{\epsilon_2} \cdot 100$	100,0%
Porosidad	$n_1 = \frac{e_1}{1 + e_1} \cdot 100$	34,5%	$n_2 = \frac{e_2}{1 + e_2} \cdot 100$	33,5%
Poros Llenos con Agua	$n_{\omega_1} = \frac{n_1 G_{w_1}}{100}$	34,3%	$n_{\omega_2} = \frac{n_2 G_{w_2}}{100}$	33,5%
Poros Llenos con Aire	$n_{l_1} = n_1 - n_{\omega_1}$	0,2%	$n_{l_2} = n_2 - n_{\omega_2}$	0,0%
Altura de sólidos	$h_s$	1,71 cm	$h_s$	1,71 cm
Altura de Agua	$h_{\omega_1} = \frac{\omega_{n_1} W_s}{A}$	0,895 cm	$h_{\omega_2} = \frac{\omega_{n_2} W_s}{A}$	0,863 cm
Altura de Aire	$h_{l_1} = \frac{n_{l_1}}{100} h_m$	0,005 cm	$h_{l_2} = \frac{n_{l_2}}{100} [h_m - M_e]$	0,000 cm
Ultima Medición antes del desmonte			$M_e$	0,037084 cm
$h'_1 \equiv h'_2 \equiv h_m$	$h'_1 = h_s + h_{\omega_1} + h_{l_1}$	2,610 cm	$h'_2 = h_s + h_{\omega_2} + h_{l_2} + M_e$	2,610 cm

Escalón de Carga	Carga, P (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura, M (1/1000 inch)	$\varepsilon' = \frac{M}{h_m}$	$h_m - h_s - M$ (cm)	$e = \frac{h_m - h_s - M}{h_s}$
0	0,00	0,00	0,000	0,90	0,526
I	0,01	5,00	0,000	0,90	0,525
II	0,02	39,00	0,004	0,89	0,520
III	0,05	94,00	0,009	0,88	0,512
IV	0,10	167,00	0,016	0,86	0,501
V	0,05	158,00	0,015	0,86	0,503
VI	0,02	152,00	0,015	0,86	0,504
VII	0,01	150,00	0,015	0,86	0,504
VIII	0,00	146,00	0,014	0,86	0,504

**CALCULO HUMEDAD**

	Inicial	Final
P <sub>mhum+anillo</sub>	262,41	261,4
P <sub>msec+anillo</sub>	234,42	234,42
P <sub>anillo</sub>	85,08	85,08
P <sub>suelo seco</sub>	149,34	149,34
Humedad(%)	18,74	18,07

**GRAFICA RELACION DE VACIOS VS LOGARITMO PRESION**



**ANEXO E**  
**ENSAYOS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 2**

**ANEXO 18 CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 2**



**Universidad  
Pontificia  
Bolivariana**  
SECCIONAL BUCARAMANGA

**ANEXO: 18**

**FECHA DEL ENSAYO: 9 Octubre 2013**

**DIRECTOR DEL PROYECTO: Gerardo Bautista Garcia**

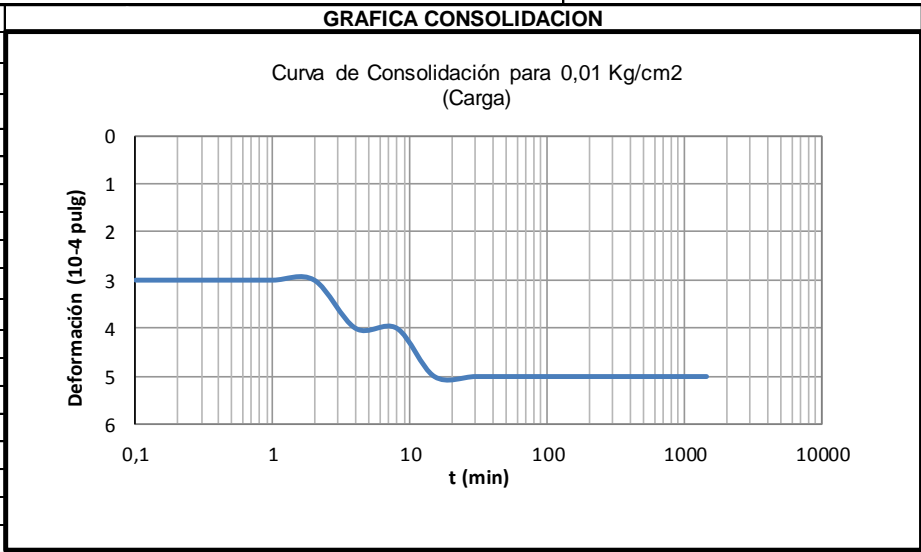
**ESTUDIANTES:** Alvaro Andres Rueda Lizarazo  
Ivan Andres Jaimes Saavedra

**ID:** 126588  
139154

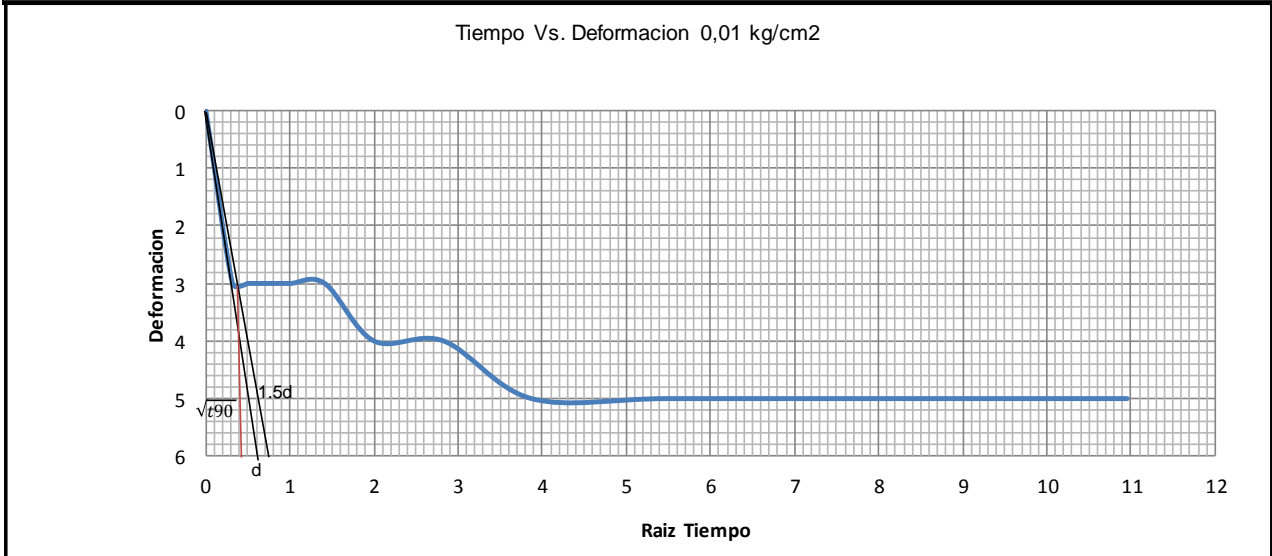
**NOMBRE DEL ENSAYO:** Ensayo consolidacion unidimensional

**NORMA:** NTC 1967

TOMA DE DATOS	
$\sigma=0.01 \text{ Kg/cm}^2$ (carga)	
Tiempo (min)	Deform (10 <sup>-4</sup> pulg)
<i>t</i>	
0	0
0,1	3
0,25	3
0,5	3
1	3
2	3
4	4
8	4
15	5
30	5
60	5
120	5
240	5
480	5
1440	5



**GRAFICA TIEMPO VS DEFORMACION**



**ANEXO 19 CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 2**



**Universidad  
Pontificia  
Bolivariana**  
SECCIONAL BUCARAMANGA

**ANEXO: 19**

**FECHA DEL ENSAYO: 11 Octubre 2013**

**DIRECTOR DEL PROYECTO: Gerardo Bautista Garcia**

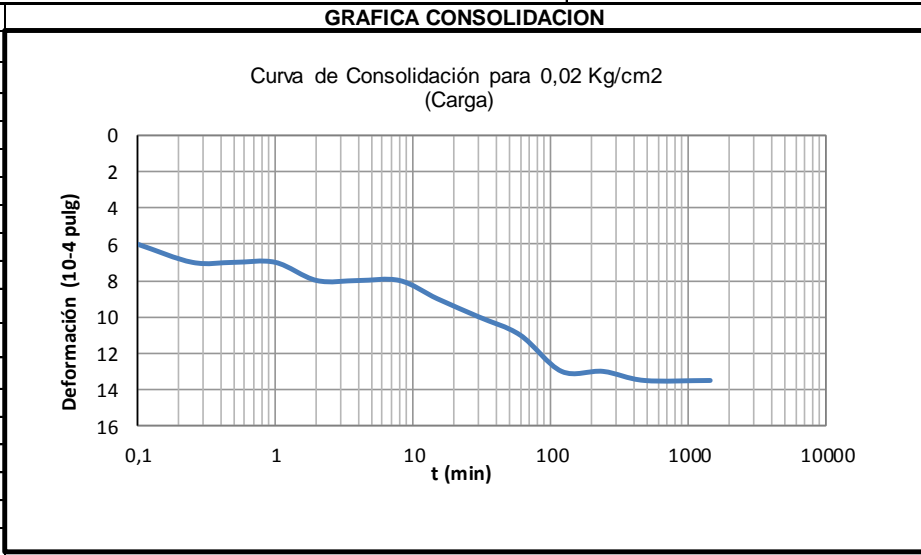
**ESTUDIANTES:** Alvaro Andres Rueda Lizarazo  
Ivan Andres Jaimes Saavedra

**ID:** 126588  
139154

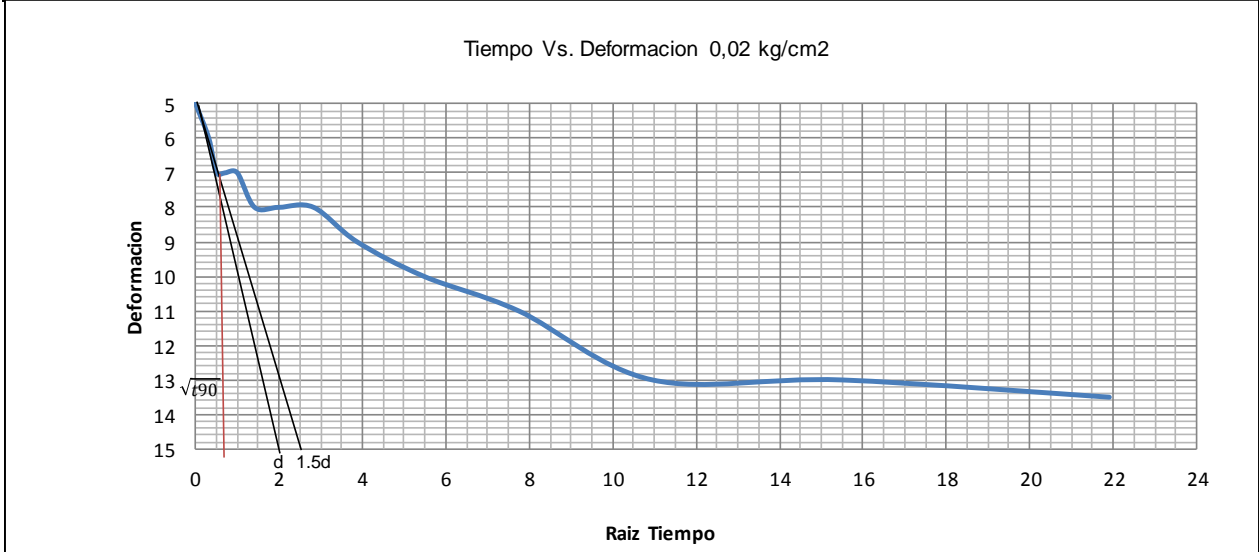
**NOMBRE DEL ENSAYO:** Ensayo consolidacion unidimensional

**NORMA:** NTC 1967

TOMA DE DATOS	
$\sigma=0.02 \text{ Kg/cm}^2$ (carga)	
Tiempo (min)	Deform (10 <sup>-4</sup> pulg)
t	
0	5
0,1	6
0,25	7
0,5	7
1	7
2	8
4	8
8	8
15	9
30	10
60	11
120	13
240	13
480	13,5
1440	13,5



**GRAFICA TIEMPO VS DEFORMACION**



**ANEXO 20 CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 2**



**Universidad  
Pontificia  
Bolivariana**  
SECCIONAL BUCARAMANGA

**ANEXO: 20**

**FECHA DEL ENSAYO: 15 Octubre 2013**

**DIRECTOR DEL PROYECTO: Gerardo Bautista Garcia**

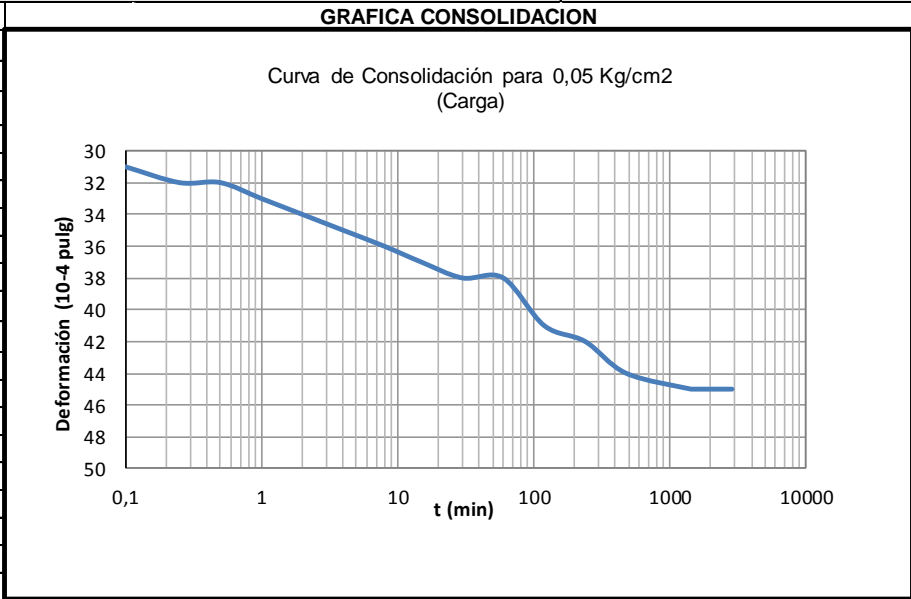
**ESTUDIANTES:** Alvaro Andres Rueda Lizarazo  
Ivan Andres Jaimes Saavedra

**ID:** 126588  
139154

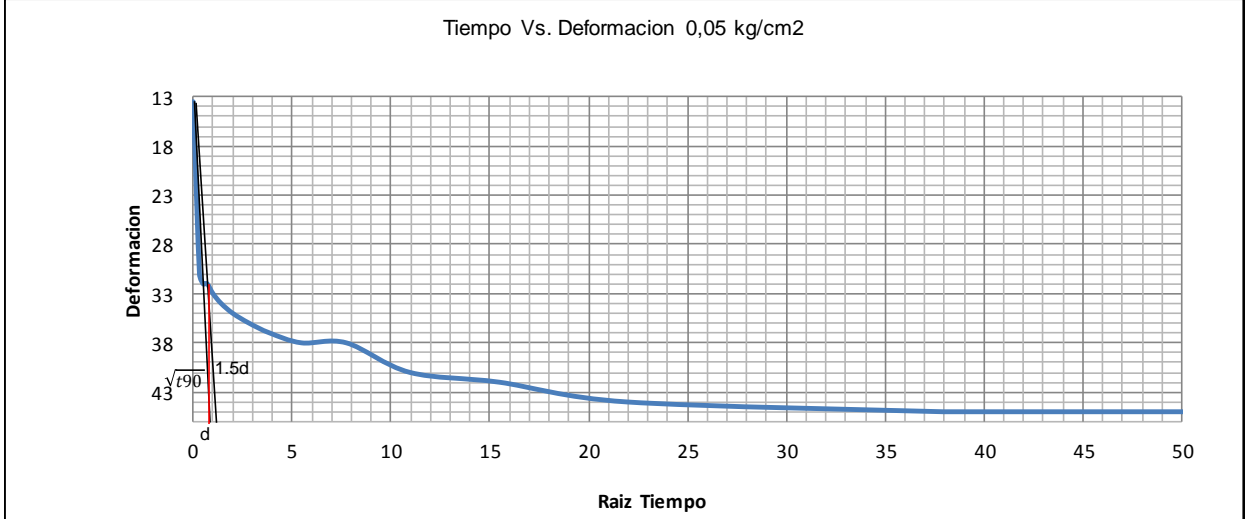
**NOMBRE DEL ENSAYO:** Ensayo consolidacion unidimensional

**NORMA:** NTC 1967

TOMA DE DATOS	
$\sigma=0.05 \text{ Kg/cm}^2$ (carga)	
Tiempo (min)	Defor ( $10^{-4}$ pulg)
$t$	
0	13,5
0,1	31
0,25	32
0,5	32
1	33
2	34
4	35
8	36
15	37
30	38
60	38
120	41
240	42
480	44
1440	45
1448	45
2880	45



**GRAFICA TIEMPO VS DEFORMACION**



**ANEXO 21 CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 2**



**Universidad Pontificia Bolivariana**  
SECCIONAL BUCARAMANGA

**ANEXO: 21**

**FECHA DEL ENSAYO: 23 Octubre 2013**

**DIRECTOR DEL PROYECTO: Gerardo Bautista Garcia**

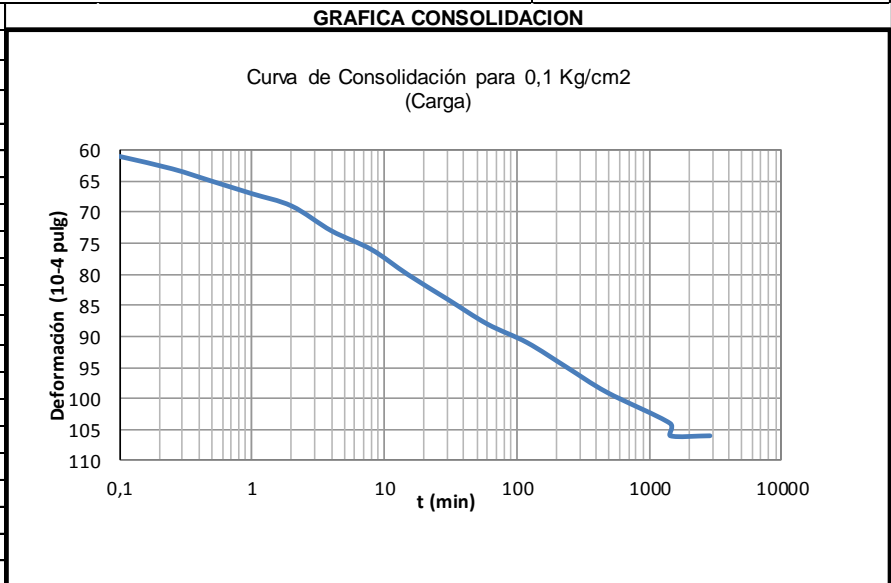
**ESTUDIANTES:** Alvaro Andres Rueda Lizarazo  
Ivan Andres Jaimes Saavedra

**ID:** 126588  
139154

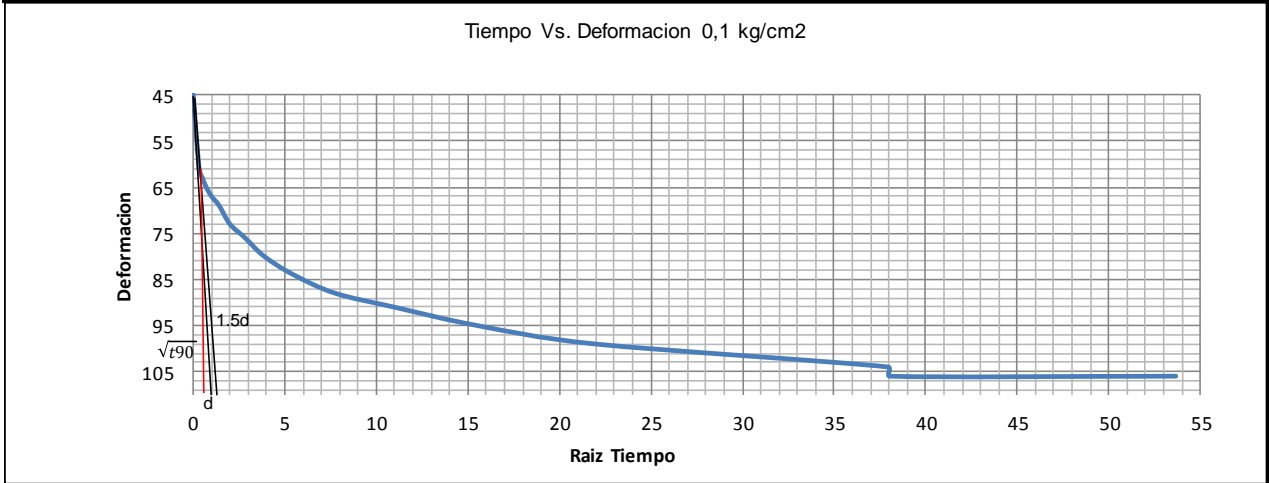
**NOMBRE DEL ENSAYO:** Ensayo consolidacion unidimensional

**NORMA:** NTC 1967


TOMA DE DATOS	
$\sigma = 0.1 \text{ Kg/cm}^2$ (carga)	
Tiempo (min)	Defor ( $10^{-4}$ pulg)
$t$	
0	45
0,1	61
0,25	63
0,5	65
1	67
2	69
4	73
8	76
15	80
30	84
60	88
120	91
240	95
480	99
1440	104
1448	106
2880	106



**GRAFICA TIEMPO VS DEFORMACION**



**ANEXO 22 CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 2**

 <p><b>Universidad Pontificia Bolivariana</b> SECCIONAL BUCARAMANGA</p>	<b>ANEXO:</b> 22
	<b>FECHA DEL ENSAYO:</b> 23 Octubre 2013
	<b>DIRECTOR DEL PROYECTO:</b> Gerardo Bautista Garcia

<b>ESTUDIANTES:</b> Alvaro Andres Rueda Lizarazo Ivan Andres Jaimes Saavedra	<b>ID:</b> 126588 139154
<b>NOMBRE DEL ENSAYO:</b> Ensayo consolidacion unidimensional	<b>NORMA:</b> NTC 1967

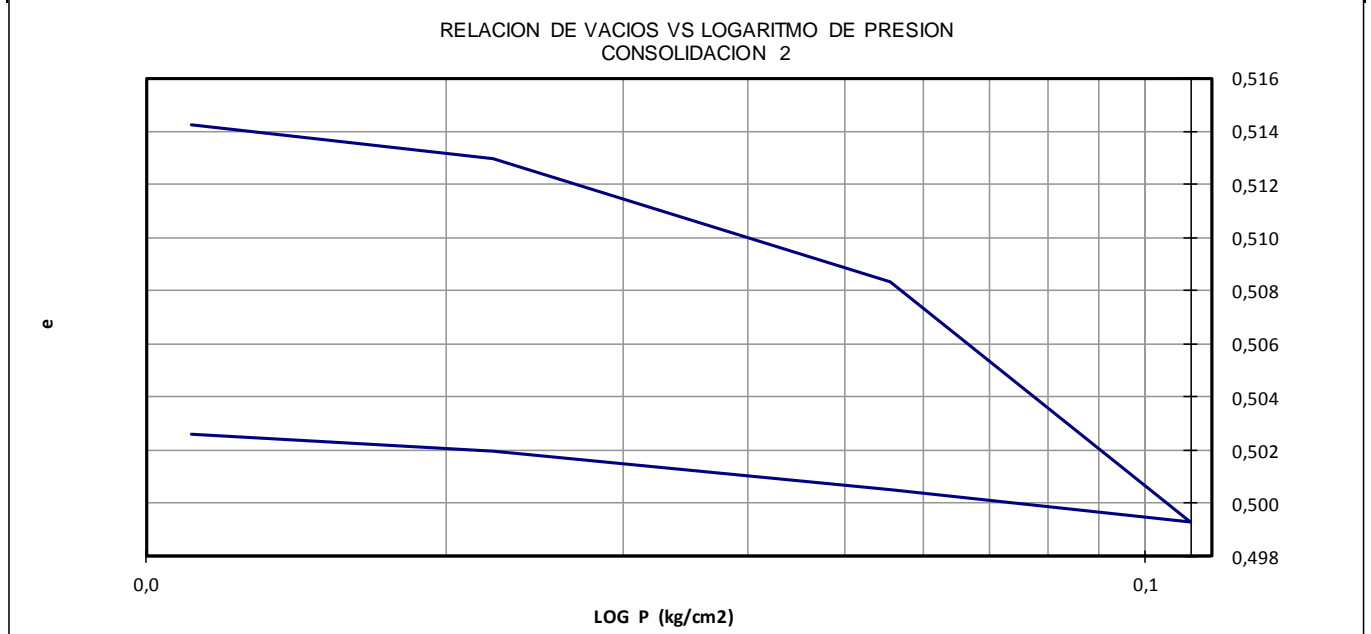
DATOS FORMATO					
Diámetro de la muestra, $d$ :	63,1	mm	Gravedad Específica, $G_s$ :	2,77	
Area de la Muestra, $A$ :	31,27	cm <sup>2</sup>	Masa Seca, $W_s$ :	149,2	g
Altura de la muestra, $h_m$ :	2,61	cm	Ultima Medición, $M_e$ :	0,0206	cm
densidad, $\rho$ (inicial):	2,17	g/cm <sup>3</sup>	densidad, $\rho$ (final):	2,18	g/cm <sup>3</sup>
Altura de Sólidos, $h_s = \frac{W_s}{A \gamma_s} =$	1,72	cm	$h_m - h_s =$	0,89	cm

ANTES DEL ENSAYO			DESPUES DEL ENSAYO		
Humedad	$w_{n1}$	18,84%	$w_{n2}$	18,16%	
Relación de vacíos	$e_1 = \frac{h_m - h_s}{h_s}$	0,515	$e_2 = \frac{h_m - h_s - M_e}{h_s}$	0,503	
Saturación	$n_1 = \frac{e_1}{1 + e_1} \cdot 100$	101,3%	$n_2 = \frac{e_2}{1 + e_2} \cdot 100$	100%	
Porosidad	$G_{w_1} = \frac{\omega_{n_1} G_s}{\epsilon_1} \cdot 100$	34,0%	$G_{w_2} = \frac{\omega_{n_2} G_s}{\epsilon_2} \cdot 100$	33,5%	
Poros Llenos con Agua	$n_{\omega_1} = \frac{n_1 G_{w_1}}{100}$	34,4%	$n_{\omega_2} = \frac{n_2 G_{w_2}}{100}$	33,5%	
Poros Llenos con Aire	$n_{l_1} = n_1 - n_{\omega_1}$	-0,4%	$n_{l_2} = n_2 - n_{\omega_2}$	0,0%	
Altura de sólidos	$h_s$	1,72 cm	$h_s$	1,72 cm	
Altura de Agua	$h_{\omega_1} = \frac{\omega_{n_1} W_s}{A}$	0,899 cm	$h_{\omega_2} = \frac{\omega_{n_2} W_s}{A}$	0,867 cm	
Altura de Aire	$h_{l_1} = \frac{n_{l_1}}{100} h_m$	-0,012 cm	$h_{l_2} = \frac{n_{l_2}}{100} [h_m - M_e]$	0,000 cm	
Ultima Medición antes del desmonte			$M_e$	0,020574 cm	
$h'_1 \equiv h'_2 \equiv h_m$	$h'_1 = h_s + h_{\omega_1} + h_{l_1}$	2,610 cm	$h'_2 = h_s + h_{\omega_2} + h_{l_2} + M_e$	2,610 cm	

Escalón de Carga	Carga, P (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura, M (1/1000 inch)	$\varepsilon' = \frac{M}{h_m}$	$h_m - h_s - M$ (cm)	$e = \frac{h_m - h_s - M}{h_s}$
0	0,00	0,00	0,000	0,89	0,51
I	0,01	5,00	0,000	0,89	0,51
II	0,02	13,50	0,001	0,88	0,51
III	0,05	45,00	0,004	0,88	0,51
IV	0,10	106,00	0,010	0,86	0,50
V	0,05	98,00	0,010	0,86	0,50
VI	0,02	88,00	0,009	0,86	0,50
VII	0,01	84,00	0,008	0,87	0,50
VIII	0,00	81,00	0,008	0,87	0,50

CALCULO HUMEDAD		
	Inicial	Final
P <sub>mhum+anillo</sub>	262,41	261,4
P <sub>msec+anillo</sub>	234,3	234,3
P <sub>anillo</sub>	85,1	85,1
P <sub>suelo seco</sub>	149,2	149,2
Humedad(%)	18,84	18,16

**GRAFICA RELACION DE VACIOS VS LOGARITMO DE PRESION**



**ANEXO F**  
**ENSAYOS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 3**

**ANEXO 23 CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 3**



**Universidad  
Pontificia  
Bolivariana**  
SECCIONAL BUCARAMANGA

**ANEXO: 23**

**FECHA DEL ENSAYO: 4 Noviembre 2013**

**DIRECTOR DEL PROYECTO: Gerardo Bautista Garcia**

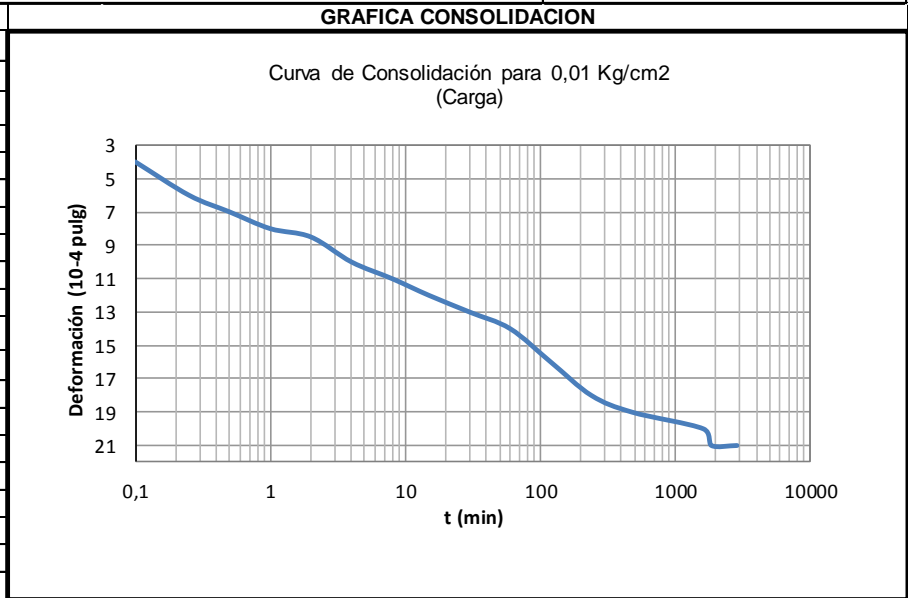
**ESTUDIANTES:** Alvaro Andres Rueda Lizarazo  
Ivan Andres Jaimes Saavedra

**ID:** 126588  
139154

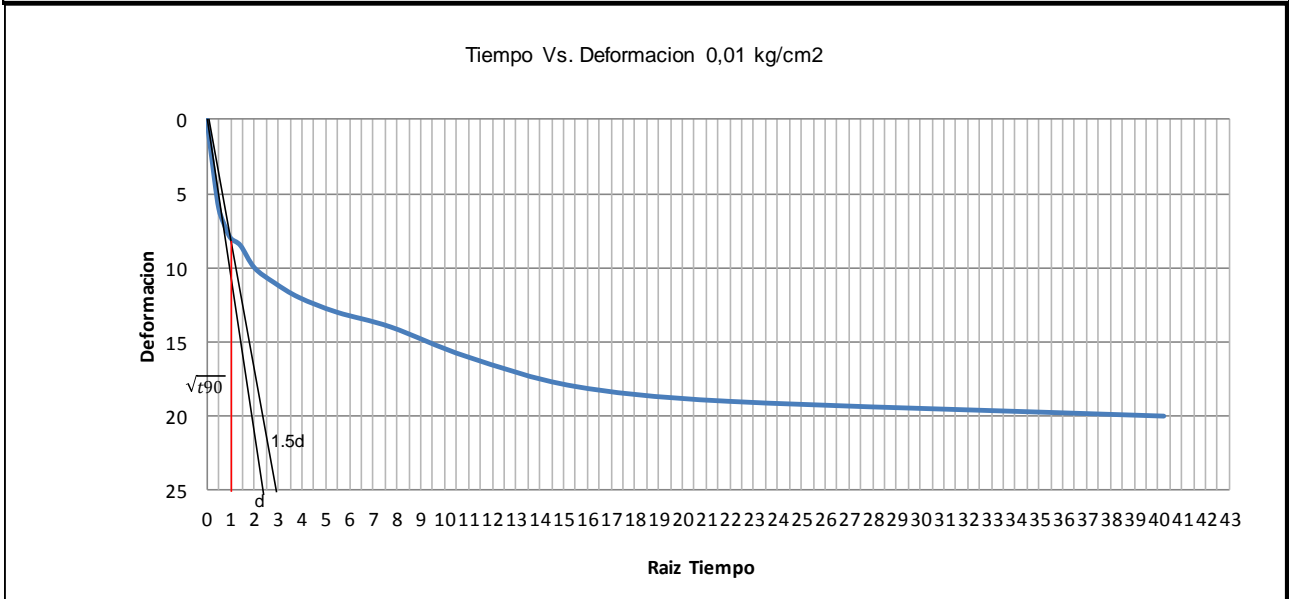
**NOMBRE DEL ENSAYO:** Ensayo consolidacion unidimensional

**NORMA:** NTC 1967

TOMA DE DATOS	
$\sigma=0.01 \text{ Kg/cm}^2$ (carga)	
Tiempo (min)	Deform (10 <sup>-4</sup> pulg)
t	
0	0
0,1	4
0,25	6
0,5	7
1	8
2	8,5
4	10
8	11
15	12
30	13
60	14
120	16
240	18
480	19
1620	20
1860	21
2880	21



**GRAFICA TIEMPO VS DEFORMACION**



**ANEXO 24 CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 3**



**Universidad  
Pontificia  
Bolivariana**  
SECCIONAL BUCARAMANGA

**ANEXO: 24**

**FECHA DEL ENSAYO: 6 Noviembre 2013**

**DIRECTOR DEL PROYECTO: Gerardo Bautista Garcia**

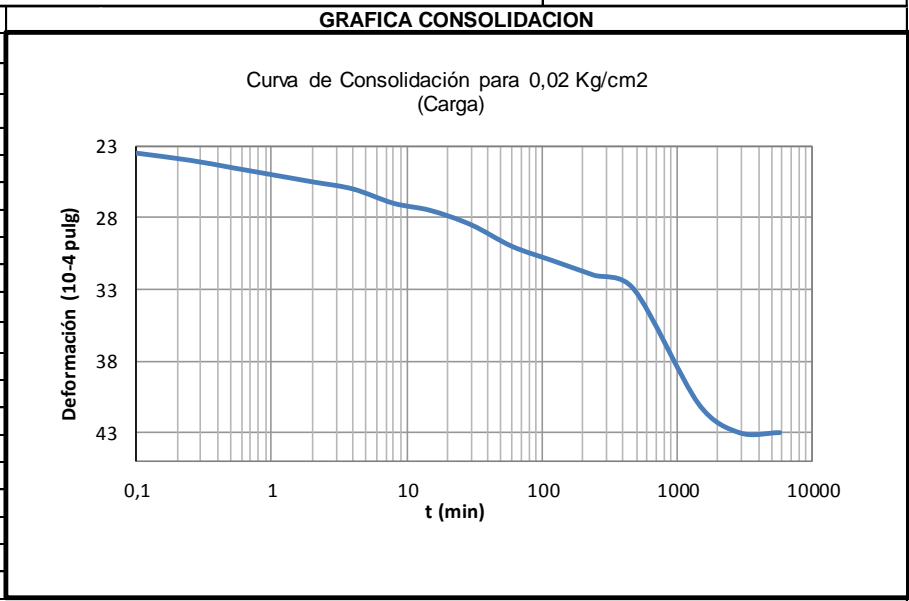
**ESTUDIANTES:** Alvaro Andres Rueda Lizarazo  
Ivan Andres Jaimes Saavedra

**ID:** 126588  
139154

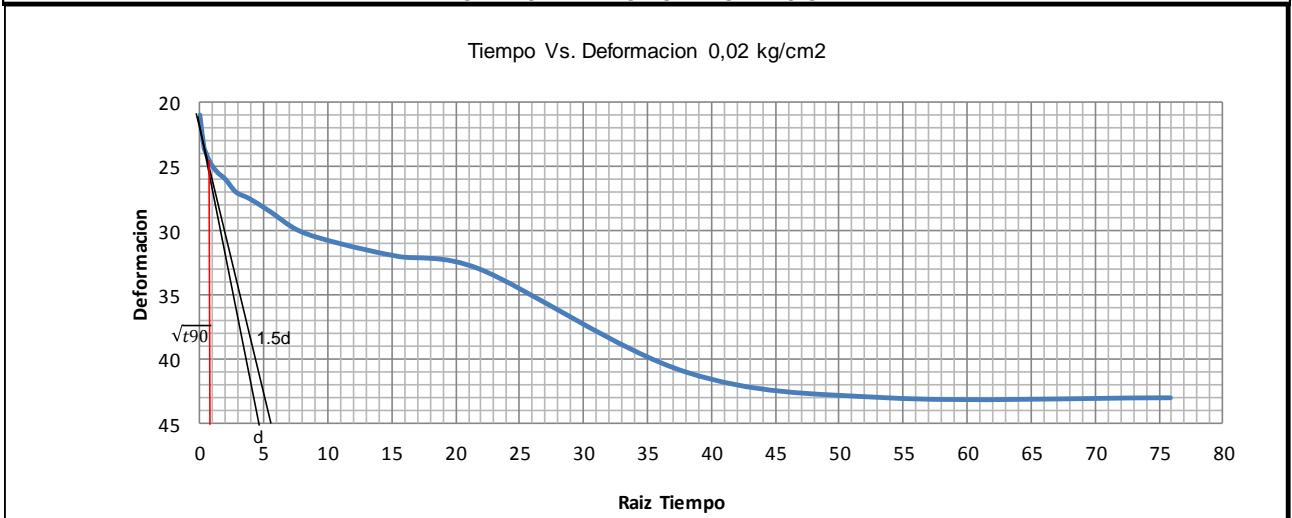
**NOMBRE DEL ENSAYO:** Ensayo consolidacion unidimensional

**NORMA:** NTC 1967

TOMA DE DATOS	
$\sigma=0.02 \text{ Kg/cm}^2$ (carga)	
Tiempo (min)	Deform (10 <sup>-4</sup> pulg)
<i>t</i>	
0	21
0,1	23,5
0,25	24
0,5	24,5
1	25
2	25,5
4	26
8	27
15	27,5
30	28,5
60	30
120	31
240	32
480	33
1445,5	41
2886	43
5760	43



**GRAFICA TIEMPO VS DEFORMACION**



**ANEXO 25 CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 3**

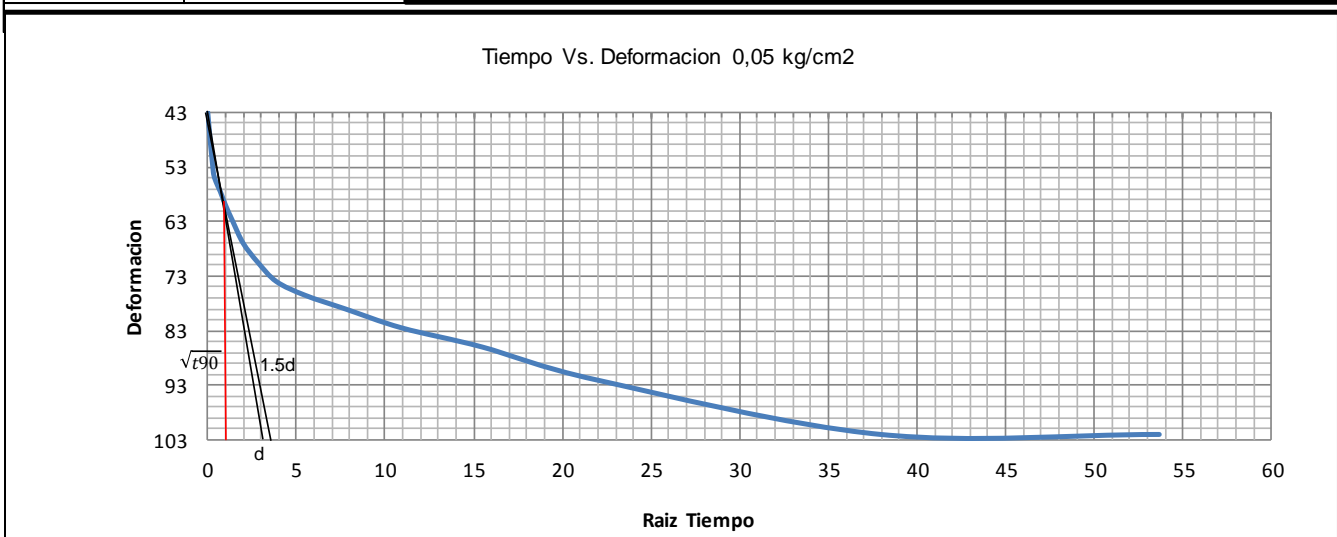
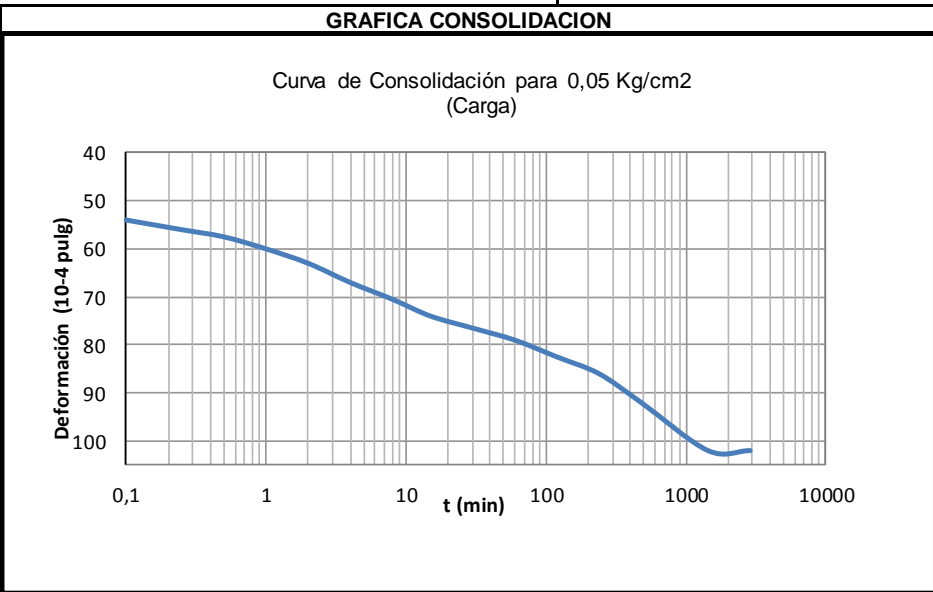


**Universidad Pontificia Bolivariana**  
SECCIONAL BUCARAMANGA

**ANEXO: 25**  
**FECHA DEL ENSAYO: 11 Noviembre 2013**  
**DIRECTOR DEL PROYECTO: Gerardo Bautista Garcia**

**ESTUDIANTES:** Alvaro Andres Rueda Lizarazo  
Ivan Andres Jaimes Saavedra  
**ID:** 126588  
139154  
**NOMBRE DEL ENSAYO:** Ensayo consolidacion unidimensional  
**NORMA:** NTC 1967

TOMA DE DATOS	
$\sigma=0.05 \text{ Kg/cm}^2$ (carga)	
Tiempo (min)	Deform (10 <sup>-4</sup> pulg)
<i>t</i>	
0	43
0,1	54
0,25	56
0,5	57,5
1	60
2	63
4	67
8	70,5
15	74
30	76,5
60	79
120	82,5
240	86
480	92
1440	102
2880	102



**ANEXO 26 CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 3**



**Universidad  
Pontificia  
Bolivariana**  
SECCIONAL BUCARAMANGA

**ANEXO: 26**

**FECHA DEL ENSAYO: 19 Noviembre 2013**

**DIRECTOR DEL PROYECTO: Gerardo Bautista Garcia**

**ESTUDIANTES:** Alvaro Andres Rueda Lizarazo  
Ivan Andres Jaimes Saavedra

**ID:** 126588  
139154

**NOMBRE DEL ENSAYO:** Ensayo consolidacion unidimensional

**NORMA:** NTC 1967

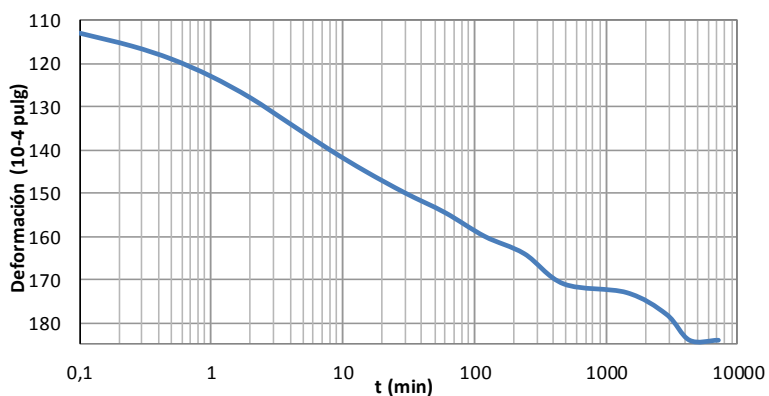
**TOMA DE DATOS**

$\sigma = 0.1 \text{ Kg/cm}^2$  (carga)

Tiempo (min)	Deform (10 <sup>-4</sup> pulg)
<i>t</i>	
0	102
0,1	113
0,25	116
0,5	119
1	123
2	128
4	134
8	140
15	145
30	150
60	154,5
120	160
240	164
480	171
1440	173
2880	178
4320	184
7160	184

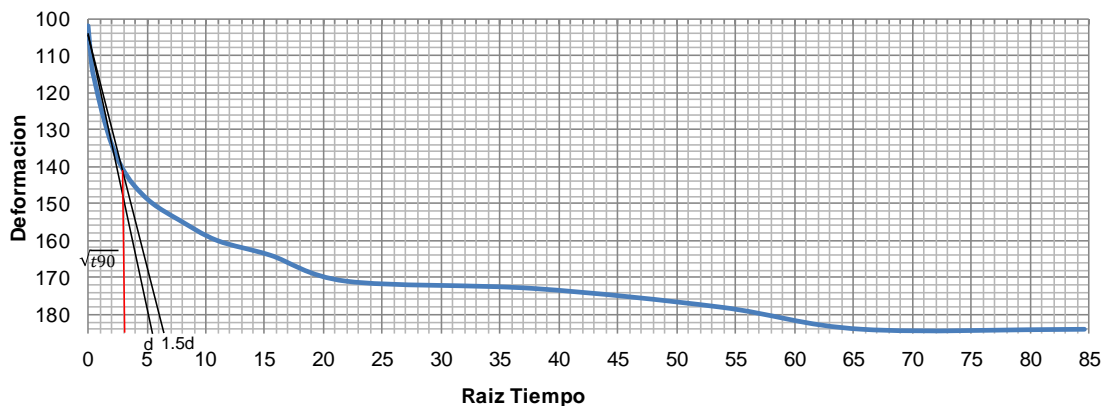
**GRAFICA CONSOLIDACION**

Curva de Consolidación para 0,1 Kg/cm<sup>2</sup>  
(Carga)




**GRAFICA TIEMPO VS DEFORMACION**

Tiempo Vs. Deformacion 0,1 kg/cm<sup>2</sup>



**ANEXO 27 CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 3**

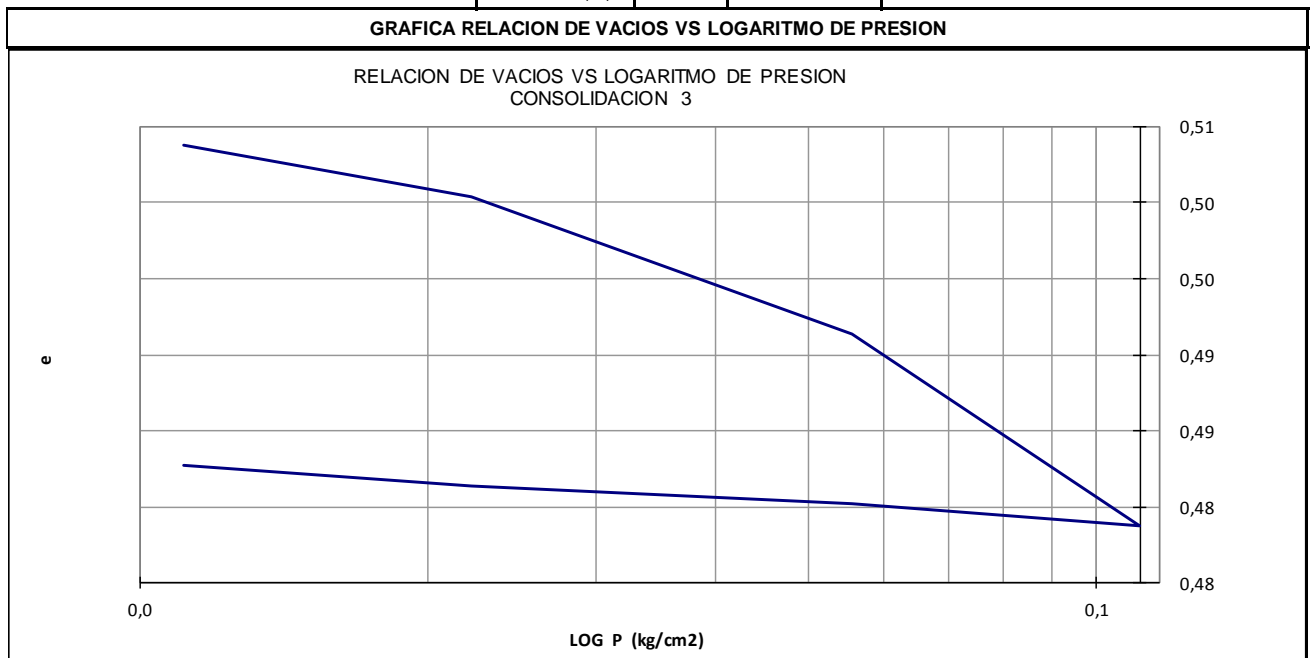
 <b>Universidad Pontificia Bolivariana</b> SECCIONAL BUCARAMANGA		ANEXO: 27		
		FECHA DEL ENSAYO: 19 Noviembre 2013		
		DIRECTOR DEL PROYECTO: Gerardo Bautista Garcia		
ESTUDIANTES: Alvaro Andres Rueda Lizarazo Ivan Andres Jaimes Saavedra		ID: 126588 139154		
NOMBRE DEL ENSAYO: Ensayo consolidacion unidimensional		NORMA: NTC 1967		
<b>DATOS FORMATO</b>				
Diámetro de la muestra, $d$ :	68,8 mm	Gravedad Específica, $G_s$ :	2,17	
Area de la Muestra, $A$ :	37,18 cm <sup>2</sup>	Masa Seca, $W_s$ :	133,87 g	
Altura de la muestra, $h_m$ :	2,5 cm	Ultima Medición, $M_e$ :	0,0381 cm	
densidad, $r$ (inicial):	1,77 g/cm <sup>3</sup>	densidad, $r$ (final):	1,79 g/cm <sup>3</sup>	
Altura de Sólidos, $h_s = \frac{W_s}{A \gamma_s} =$	1,66 cm	$h_m - h_s =$	0,84 cm	
<b>ANTES DEL ENSAYO</b>		<b>DESPUES DEL ENSAYO</b>		
Humedad	$w_{n1}$	22,63%	$w_{n2}$	22,30%
Relación de Vacios	$e_1 = \frac{h_m - h_s}{h_s}$	0,507	$e_2 = \frac{h_m - h_s - M_e}{h_s}$	0,484
Saturación	$G_{w_1} = \frac{\omega_{n1} G_s}{\varepsilon_1} \cdot 100$	96,9%	$G_{w_2} = \frac{\omega_{n2} G_s}{\varepsilon_2} \cdot 100$	100,0%
Porosidad	$n_1 = \frac{e_1}{1 + e_1} \cdot 100$	33,6%	$n_2 = \frac{e_2}{1 + e_2} \cdot 100$	32,6%
Poros Llenos con Agua	$n_{\omega_1} = \frac{n_1 G_{w_1}}{100}$	32,6%	$n_{\omega_2} = \frac{n_2 G_{w_2}}{100}$	32,6%
Poros Llenos con Aire	$n_{l_1} = n_1 - n_{\omega_1}$	1,0%	$n_{l_2} = n_2 - n_{\omega_2}$	0,0%
Altura de sólidos	$h_s$	1,66 cm	$h_s$	1,66 cm
Altura de Agua	$h_{\omega_1} = \frac{\omega_{n1} W_s}{A}$	0,815 cm	$h_{\omega_2} = \frac{\omega_{n2} W_s}{A}$	0,803 cm
Altura de Aire	$h_{l_1} = \frac{n_{l_1}}{100} h_m$	0,026 cm	$h_{l_2} = \frac{n_{l_2}}{100} [h_m - M_e]$	0,000 cm
Ultima Medición antes del desmonte			$M_e$	0,0381 cm
$h'_1 \equiv h'_2 \equiv h_m$	$h'_1 = h_s + h_{\omega_1} + h_{l_1}$	2,500 cm	$h'_2 = h_s + h_{\omega_2} + h_{l_2} + M_e$	2,500 cm

Escalón de Carga	Carga, P (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura, M (1/1000 inch)	$\varepsilon' = \frac{M}{h_m}$	$h_m - h_s - M$ (cm)	$e = \frac{h_m - h_s - M}{h_s}$
0	0,00	0,00	0,000	0,84	0,507
I	0,01	21,00	0,002	0,84	0,504
II	0,02	43,00	0,004	0,83	0,500
III	0,05	102,00	0,010	0,82	0,491
IV	0,10	184,00	0,019	0,79	0,479
V	0,05	175,00	0,018	0,80	0,480
VI	0,02	167,00	0,017	0,80	0,481
VII	0,01	158,50	0,016	0,80	0,483
VIII	0,00	150,00	0,015	0,80	0,484

**CALCULO HUMEDAD**

	Inicial	Final
P <sub>mhum+anillo</sub>	247,59	247,14
P <sub>msec+anillo</sub>	217,29	217,29
P <sub>anillo</sub>	83,42	83,42
P <sub>suelo seco</sub>	133,87	133,87
Humedad(%)	22,63	22,30


**GRAFICA RELACION DE VACIOS VS LOGARITMO DE PRESION**

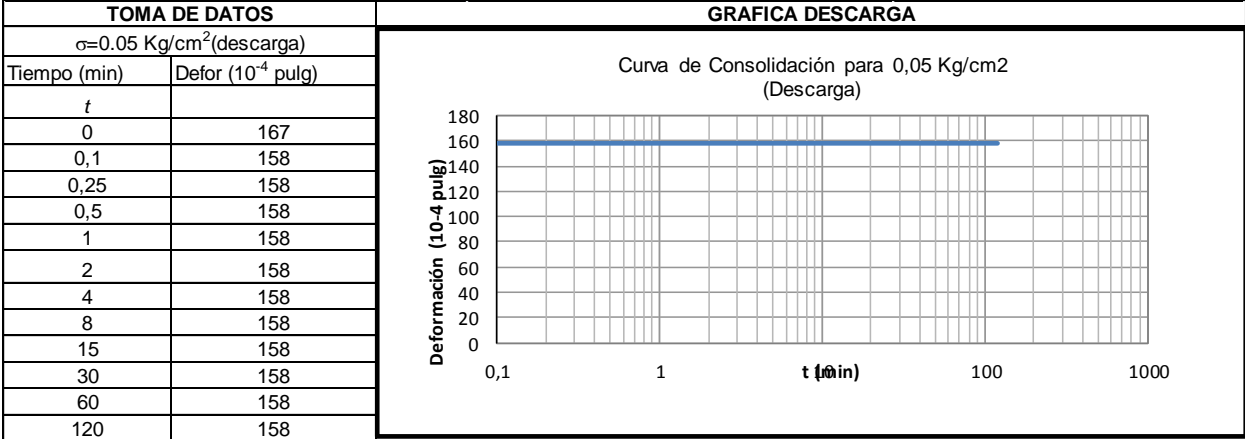


## **ANEXO G**


### **ENSAYOS CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 1 (CICLO DE DESCARGA)**

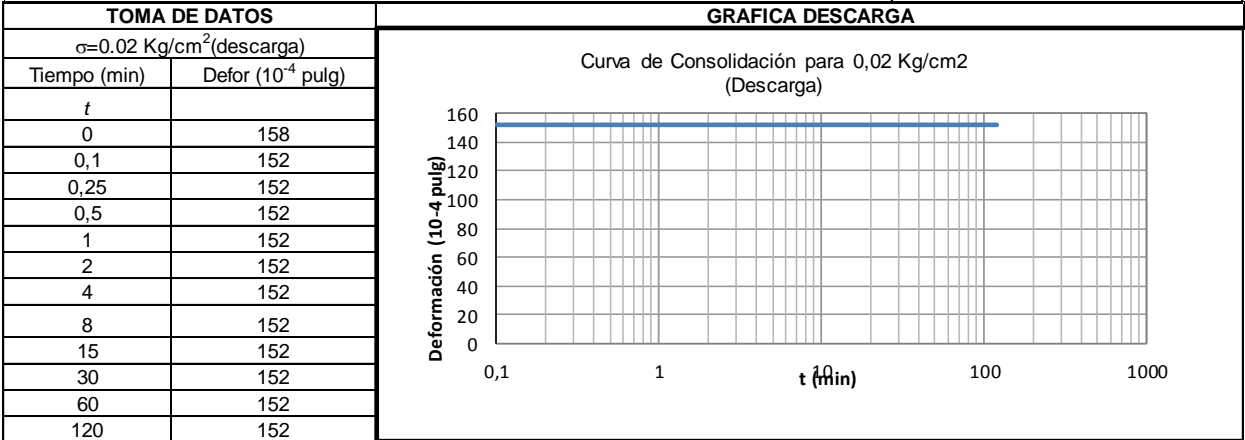
**ANEXO 28 DESCARGA CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 1**

 <p><b>Universidad Pontificia Bolivariana</b> SECCIONAL BUCARAMANGA</p>	<b>ANEXO:</b> 28
	<b>DIRECTOR DEL PROYECTO:</b> Gerardo Bautista Garcia
<b>ESTUDIANTES:</b> Alvaro Andres Rueda Lizarazo Ivan Andres Jaimes Saavedra	<b>ID:</b> 126588 139154
<b>NOMBRE DEL ENSAYO:</b> Ensayo consolidacion unidimensional	<b>NORMA:</b> NTC 1967




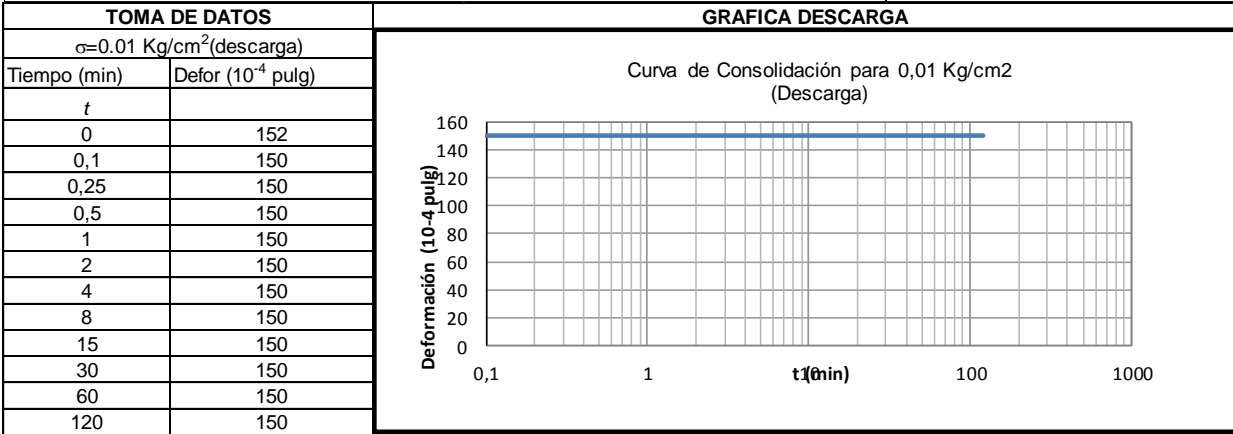
**ANEXO 29 DESCARGA CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 1**

 <p><b>Universidad Pontificia Bolivariana</b> SECCIONAL BUCARAMANGA</p>	<b>ANEXO:</b> 29
	<b>DIRECTOR DEL PROYECTO:</b> Gerardo Bautista Garcia
<b>ESTUDIANTES:</b> Alvaro Andres Rueda Lizarazo Ivan Andres Jaimes Saavedra	<b>ID:</b> 126588 139154
<b>NOMBRE DEL ENSAYO:</b> Ensayo consolidacion unidimensional	<b>NORMA:</b> NTC 1967




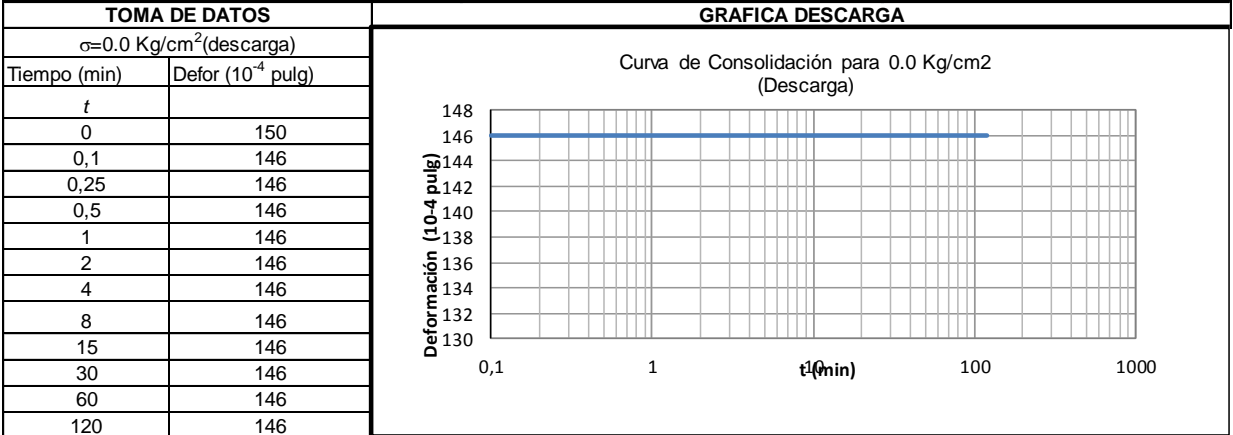
**ANEXO 30 DESCARGA CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 1**

 <p><b>Universidad Pontificia Bolivariana</b> SECCIONAL BUCARAMANGA</p>	ANEXO: 30	
	DIRECTOR DEL PROYECTO: Gerardo Bautista Garcia	
ESTUDIANTES: Alvaro Andres Rueda Lizarazo Ivan Andres Jaimes Saavedra		ID: 126588 139154
NOMBRE DEL ENSAYO: Ensayo consolidacion unidimensional		NORMA: NTC 1967




**ANEXO 31 DESCARGA CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 1**

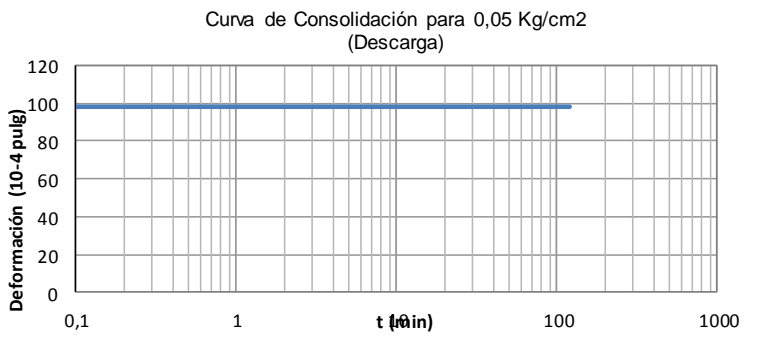
 <p><b>Universidad Pontificia Bolivariana</b> SECCIONAL BUCARAMANGA</p>	ANEXO: 31	
	DIRECTOR DEL PROYECTO: Gerardo Bautista Garcia	
ESTUDIANTES: Alvaro Andres Rueda Lizarazo Ivan Andres Jaimes Saavedra		ID: 126588 139154
NOMBRE DEL ENSAYO: Ensayo consolidacion unidimensional		NORMA: NTC 1967




**ANEXO H**  
**ENSAYOS CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 2 (CICLO DE DESCARGA)**


**ANEXO 32 DESCARGA CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 2**

 <p><b>Universidad Pontificia Bolivariana</b> SECCIONAL BUCARAMANGA</p>	ANEXO: 32	
	DIRECTOR DEL PROYECTO: Gerardo Bautista Garcia	
ESTUDIANTES: Alvaro Andres Rueda Lizarazo Ivan Andres Jaimes Saavedra		ID: 126588 139154
NOMBRE DEL ENSAYO: Ensayo consolidacion unidimensional		NORMA: NTC 1967


TOMA DE DATOS		GRAFICA DESCARGA
$\sigma=0.05 \text{ Kg/cm}^2$ (descarga)		<p align="center">Curva de Consolidación para 0,05 Kg/cm<sup>2</sup> (Descarga)</p> 
Tiempo (min)	Defor (10 <sup>-4</sup> pulg)	
<i>t</i>		
0	107	
0,1	98	
0,25	98	
0,5	98	
1	98	
2	98	
4	98	
8	98	
15	98	
30	98	
60	98	
120	98	

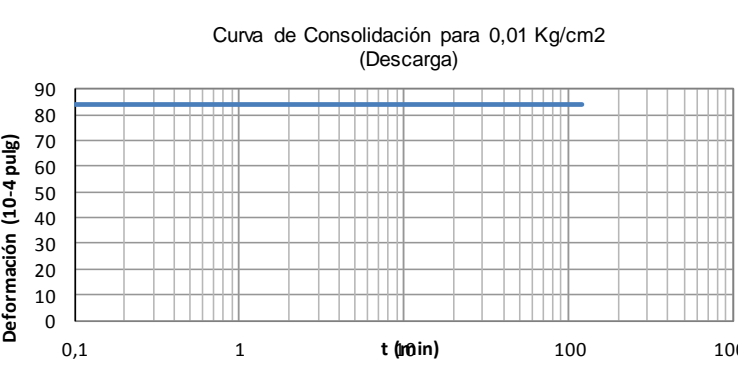
**ANEXO 33 DESCARGA CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 2**

 <p><b>Universidad Pontificia Bolivariana</b> SECCIONAL BUCARAMANGA</p>	ANEXO: 33	
	DIRECTOR DEL PROYECTO: Gerardo Bautista Garcia	
ESTUDIANTES: Alvaro Andres Rueda Lizarazo Ivan Andres Jaimes Saavedra		ID: 126588 139154
NOMBRE DEL ENSAYO: Ensayo consolidacion unidimensional		NORMA: NTC 1967


TOMA DE DATOS		GRAFICA DESCARGA
$\sigma=0.02 \text{ Kg/cm}^2$ (descarga)		<p align="center">Curva de Consolidación para 0,02 Kg/cm<sup>2</sup> (Descarga)</p> 
Tiempo (min)	Defor (10 <sup>-4</sup> pulg)	
<i>t</i>		
0	98	
0,1	88	
0,25	88	
0,5	88	
1	88	
2	88	
4	88	
8	88	
15	88	
30	88	
60	88	
120	88	

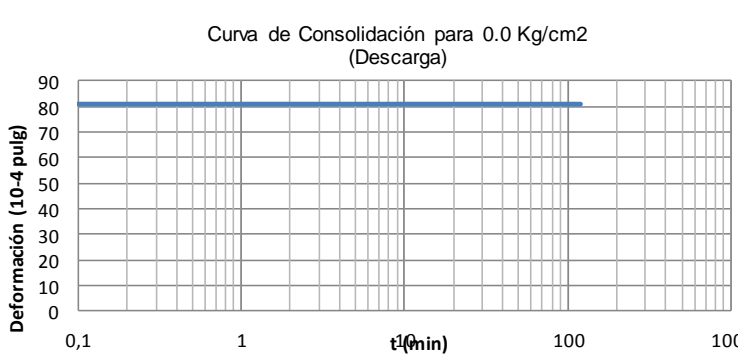
**ANEXO 34 DESCARGA CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 2**

 <p><b>Universidad Pontificia Bolivariana</b> SECCIONAL BUCARAMANGA</p>	<b>ANEXO: 34</b>
	<b>DIRECTOR DEL PROYECTO:</b> Gerardo Bautista Garcia
<b>ESTUDIANTES:</b> Alvaro Andres Rueda Lizarazo Ivan Andres Jaimes Saavedra	<b>ID:</b> 126588 139154
<b>NOMBRE DEL ENSAYO:</b> Ensayo consolidacion unidimensional	<b>NORMA:</b> NTC 1967

TOMA DE DATOS		GRAFICA DESCARGA
$\sigma=0.01 \text{ Kg/cm}^2$ (descarga)		<p align="center">Curva de Consolidación para 0,01 Kg/cm2 (Descarga)</p> 
Tiempo (min)	Deform (10 <sup>-4</sup> pulg)	
<i>t</i>		
0	88	
0,1	84	
0,25	84	
0,5	84	
1	84	
2	84	
4	84	
8	84	
15	84	
30	84	
60	84	
120	84	

**ANEXO 35 DESCARGA CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 2**


 <p><b>Universidad Pontificia Bolivariana</b> SECCIONAL BUCARAMANGA</p>	<b>ANEXO: 35</b>
	<b>DIRECTOR DEL PROYECTO:</b> Gerardo Bautista Garcia
<b>ESTUDIANTES:</b> Alvaro Andres Rueda Lizarazo Ivan Andres Jaimes Saavedra	<b>ID:</b> 126588 139154
<b>NOMBRE DEL ENSAYO:</b> Ensayo consolidacion unidimensional	<b>NORMA:</b> NTC 1967

TOMA DE DATOS		GRAFICA DESCARGA
$\sigma=0.0 \text{ Kg/cm}^2$ (descarga)		<p align="center">Curva de Consolidación para 0.0 Kg/cm2 (Descarga)</p> 
Tiempo (min)	Deform (10 <sup>-4</sup> pulg)	
<i>t</i>		
0	84	
0,1	81	
0,25	81	
0,5	81	
1	81	
2	81	
4	81	
8	81	
15	81	
30	81	
60	81	
120	81	

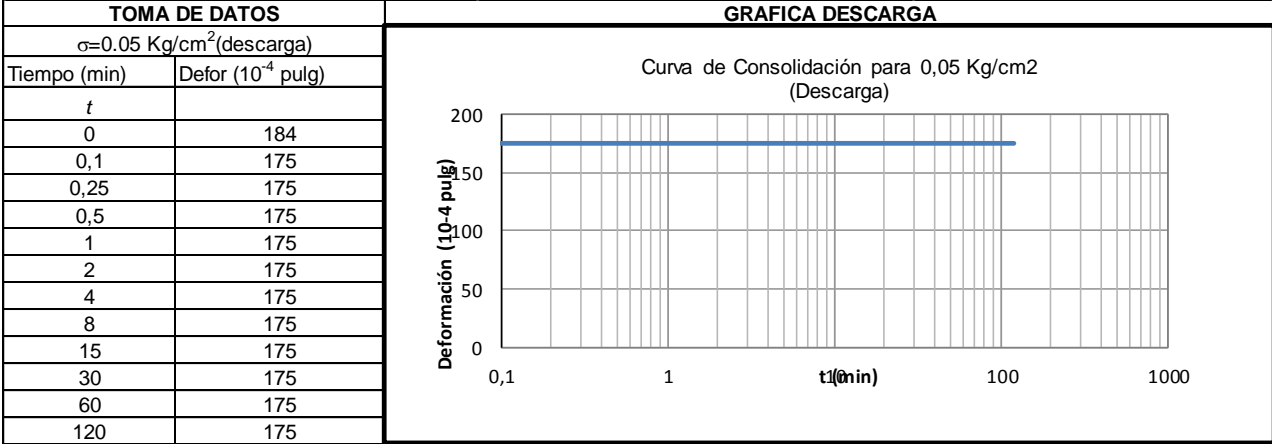
**ANEXO I**

**ENSAYOS CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 3 (CICLO DE DESCARGA)**


**ANEXO 36 DESCARGA CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 3**

 <p><b>Universidad Pontificia Bolivariana</b> SECCIONAL BUCARAMANGA</p>	<b>ANEXO: 36</b>
	<b>DIRECTOR DEL PROYECTO:</b> Gerardo Bautista Garcia

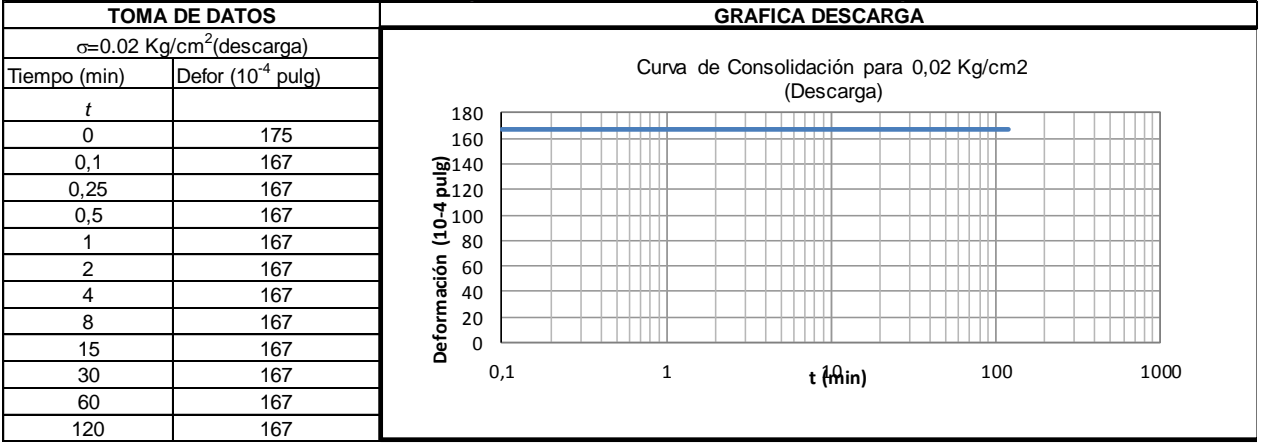
<b>ESTUDIANTES:</b> Alvaro Andres Rueda Lizarazo Ivan Andres Jaimes Saavedra	<b>ID:</b> 126588 139154
<b>NOMBRE DEL ENSAYO:</b> Ensayo consolidacion unidimensional	<b>NORMA:</b> NTC 1967




**ANEXO 37 DESCARGA CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 3**

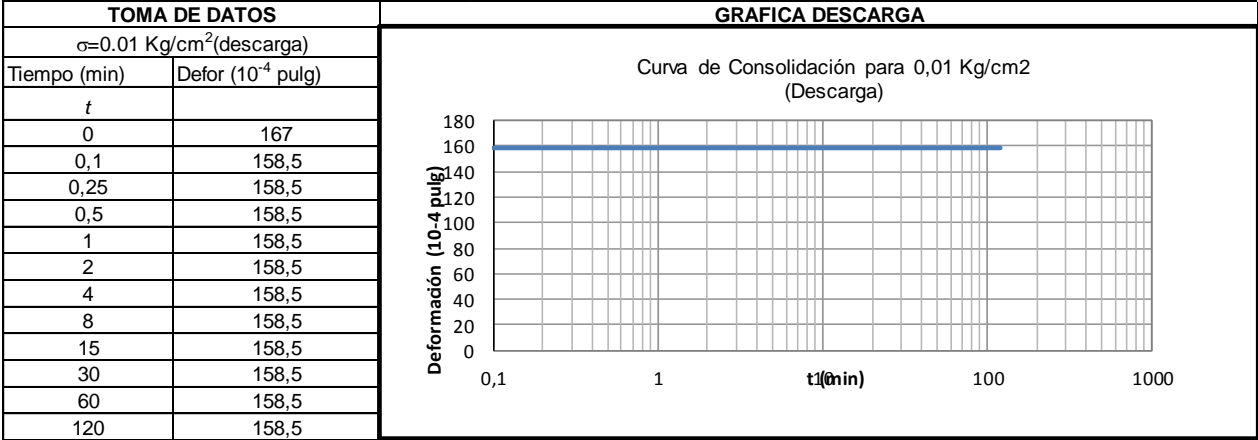
 <p><b>Universidad Pontificia Bolivariana</b> SECCIONAL BUCARAMANGA</p>	<b>ANEXO: 37</b>
	<b>DIRECTOR DEL PROYECTO:</b> Gerardo Bautista Garcia

<b>ESTUDIANTES:</b> Alvaro Andres Rueda Lizarazo Ivan Andres Jaimes Saavedra	<b>ID:</b> 126588 139154
<b>NOMBRE DEL ENSAYO:</b> Ensayo consolidacion unidimensional	<b>NORMA:</b> NTC 1967




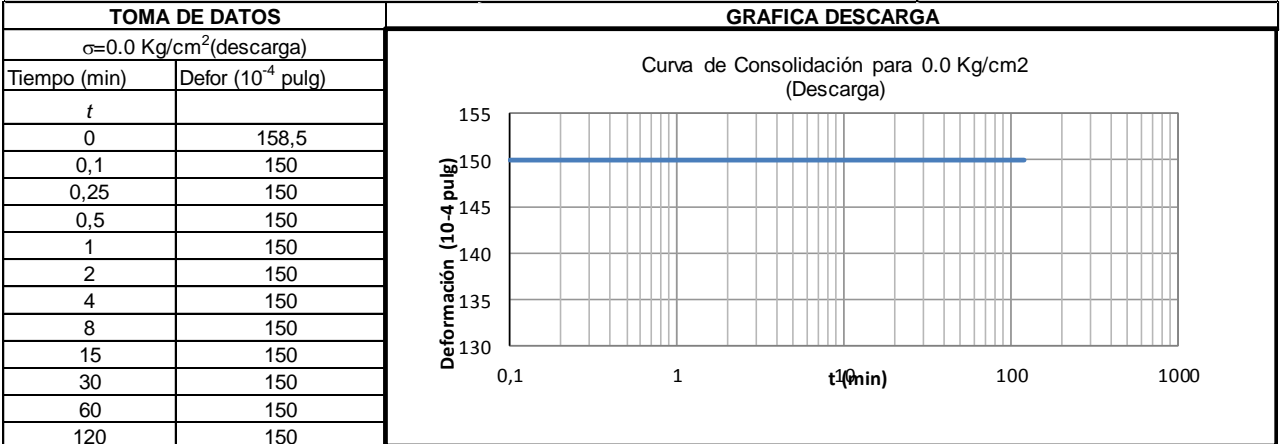
**ANEXO 38 DESCARGA CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 3**

 <p><b>Universidad Pontificia Bolivariana</b> SECCIONAL BUCARAMANGA</p>	<b>ANEXO: 38</b>
	<b>DIRECTOR DEL PROYECTO: Gerardo Bautista Garcia</b>
<b>ESTUDIANTES:</b> Alvaro Andres Rueda Lizarazo Ivan Andres Jaimes Saavedra	<b>ID:</b> 126588 139154
<b>NOMBRE DEL ENSAYO:</b> Ensayo consolidacion unidimensional	<b>NORMA:</b> NTC 1967



**ANEXO 39 DESCARGA CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL 3**

 <p><b>Universidad Pontificia Bolivariana</b> SECCIONAL BUCARAMANGA</p>	<b>ANEXO: 39</b>
	<b>DIRECTOR DEL PROYECTO: Gerardo Bautista Garcia</b>
<b>ESTUDIANTES:</b> Alvaro Andres Rueda Lizarazo Ivan Andres Jaimes Saavedra	<b>ID:</b> 126588 139154
<b>NOMBRE DEL ENSAYO:</b> Ensayo consolidacion unidimensional	<b>NORMA:</b> NTC 1967



**ANEXO J**  
**REGISTRO FOTOGRAFICO**



Cajón en mampostería que se usó para el modelo a escala.



Capa de 30 cm de triturado



Geotextil para prevenir filtraciones de partículas pequeñas.



Capas de 10 cm espesor.



Compactando el material con su humedad óptima.



Última capa de 10 cm compactada.



Lamina de aluminio calibrada.



Deformímetros para lecturas de asentamiento.



Carga de 0.01 kg/ cm<sup>2</sup> usando cilindros de concreto.



Deformimetro 1.



Deformimetro 2.



Lectura de asentamiento en deformimetro 1.



Lectura de asentamiento en deformimetro 2.

**ANEXO K**

**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE AGREGADOS GRUESOS Y FINOS**

# ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE AGREGADOS GRUESOS Y FINOS

I.N.V. E – 213 – 07

## 1. OBJETO

- 1.1 Este método de ensayo tiene por objeto determinar cuantitativamente la distribución de los tamaños de las partículas de agregados gruesos y finos de un material, por medio de tamices de abertura cuadrada progresivamente decreciente. Este método también se puede aplicar usando mallas de laboratorio de abertura redonda, y no se empleará para agregados recuperados de mezclas asfálticas.
- 1.1 Esta norma no pretende considerar todos los problemas de seguridad asociados con su uso. Es responsabilidad de quien la emplee, el establecimiento de prácticas apropiadas de seguridad y salubridad y la aplicación de limitaciones regulatorias con anterioridad a su uso.

## 2. DEFINICIONES

*Definiciones* – Para las definiciones de los términos utilizados en esta norma, se debe referir a la terminología expuesta en la norma ASTM C-125

## 3. USO Y SIGNIFICADO

- 3.1 Este método se usa principalmente para determinar la granulometría de los materiales propuestos que serán utilizados como agregados. Los resultados se emplean para determinar el cumplimiento de los requerimientos de las especificaciones que son aplicables y para suministrar los datos necesarios para la producción de diferentes agregados y mezclas que contengan agregados. Los datos pueden también servir para el desarrollo de las relaciones referentes a la porosidad y el empaquetamiento.
- 3.2 La determinación exacta del material que pasa el tamiz de 75  $\mu\text{m}$  (No.200) no se puede lograr mediante este ensayo. El método de ensayo que se debe emplear es el dado por la norma INV E – 214 "Determinación de la cantidad de material fino que pasa el tamiz de 75  $\mu\text{m}$  (No.200)".

## 4. EQUIPO

- 4.1 *Balanza* – Con sensibilidad de por lo menos 0.1% de la masa de la muestra que va a ser ensayada.
- 4.2 *Tamices* – Se dispondrá de la serie de tamices de ensayo adecuada para obtener la información deseada de acuerdo con las especificaciones para el material

que se ensaya. Los marcos de los tamices se deberán acoplar de forma que se evite cualquier pérdida de material durante el proceso de tamizado.

*Nota 1.-* Se recomienda la utilización de tamices con marcos más grandes que el estándar de 203.2 mm (8") de diámetro, para el ensayo de agregado grueso, con el fin de reducir la posibilidad de sobrecarga del tamiz.

- 4.3** *Tamizadora mecánica* – Una tamizadora mecánica que imparta un movimiento vertical, o lateral y vertical a los tamices de tal forma que al producir rebotes y giros en las partículas del agregado éstas presenten diferentes orientaciones con respecto a la superficie de los tamices. La acción tamizadora deberá ser tal que el criterio para dar por terminado el tamizado, descrito en la Sección 6.4, se satisfaga en un período de tiempo razonable.

*Nota 2.-* Se recomienda la utilización de una tamizadora mecánica cuando la cantidad de muestra por tamizar es de 20 kg o mayor. Un tiempo excesivo (más de 10 minutos) para realizar un tamizado adecuado se puede traducir en degradación de la muestra. La misma tamizadora mecánica puede no ser práctica para todos los tamaños de muestras, puesto que, el área de tamizado mayor requerida para el agregado grueso de tamaño nominal grande muy probablemente se traducirá en la pérdida de una porción de la muestra se usa para una muestra más pequeña de agregado grueso o fino.

- 4.4** *Horno* – De tamaño adecuado, capaz de mantener una temperatura uniforme de  $110^{\circ} \pm 5^{\circ}\text{C}$  ( $230^{\circ} \pm 9^{\circ}\text{F}$ ).

## 5. MUESTRA

- 5.1** Las muestras para el ensayo se obtendrán por medio de cuarteo, manual o mecánico, (según la norma INV E – 202). El agregado debe estar completamente mezclado antes de cuartearlo y tener la suficiente humedad para evitar la segregación y la pérdida de finos. La muestra para el ensayo debe tener la masa seca aproximada y consistir en una fracción completa de la operación de cuarteo. No está permitido seleccionar la muestra con una masa exacta determinada.

*Nota 3.-* Donde el análisis de tamizado incluya la determinación de material más fino que 75  $\mu\text{m}$  (Tamiz No.200), y ésta sea la única prueba por realizar, el tamaño de la muestra puede ser reducido en el campo evitando el envío de cantidades excesivas de material extra al laboratorio.

- 5.2** *Agregado fino* – Las muestras de agregado fino para el análisis granulométrico, después de secadas, deberán tener una masa mínima de 300 g.
- 5.3** *Agregado grueso* – Las muestras de agregado grueso para el análisis granulométrico, después de secadas, deberán tener aproximadamente las siguientes masas:

Máximo tamaño nominal con aberturas cuadradas		Masa mínima de la muestra de ensayo
mm	(Pulg.)	kg
9.5	(3/8)	1
12.5	(½)	2
19.0	(3/4)	5
25.0	(1)	10
37.5	(1½)	15
50.0	(2)	20
63.0	(2½)	35
75.0	(3)	60
90.0	(3½)	100
100.0	(4)	150
125.0	(5)	300

- 5.4** Para mezclas de agregados gruesos y finos, la muestra adecuada deberá tener la misma masa recomendada para agregados gruesos en la Sección 5.3
- 5.5** La cantidad de muestra que se requiere con agregados de tamaño máximo nominal mayor o igual a 50 mm es tal como para imposibilitar el ensayo, a no ser que se realice con una gran tamizadora mecánica. Sin embargo, la finalidad de éste método de ensayo se puede satisfacer para muestras de agregados con tamaños máximos nominales mayores de 50 mm, dividiendo la muestra total en varias porciones y tamizándolas por separado, siempre que el criterio de aceptación o rechazo del material esté basado en el valor medio de los resultados de las porciones ensayadas, de modo que la masa de agregado utilizada en cada porción multiplicada por el número de porciones, iguale a la masa mínima para ensayo según la Sección 5.3.
- 5.6** Si se va a determinar la cantidad de material que pasa el tamiz de 75  $\mu$ m (No.200), según la norma INV E – 214. (Determinación de la cantidad de material fino que pasa el tamiz de 75  $\mu$ m (No.200)), se procede como sigue:
- 5.6.1** Si los agregados tienen un tamaño máximo nominal de 12.5 mm o menor, se utiliza una misma muestra de ensayo para ensayar por el método descrito en la norma INV E – 214 y en el presente método. Primero se ensaya la muestra con la norma INV E – 214, hasta la operación final de secado y, posteriormente, se tamiza la muestra como se estipula en las Secciones 6.2 a 6.7 de esta norma.
- 5.6.2** Si los agregados tienen un tamaño máximo nominal mayor de 12.5 mm, se puede utilizar una sola muestra de ensayo como se describe en la Sección 5.6.1 o bien se pueden utilizar muestras de ensayo independientes y seguir con cada una de ellas el método de la norma INV E – 214 y el método descrito en la presente norma.
- 5.6.3** Si la especificación exige la determinación de la cantidad total de material que pasa el tamiz de 75  $\mu$ m (No.20), por lavado y en seco, se utiliza el método descrito en la Sección 5.6.1.

## 6. PROCEDIMIENTO

- 6.1** Se seca la muestra a una temperatura de  $110^{\circ} \pm 5^{\circ}\text{C}$  ( $230^{\circ} \pm 9^{\circ}\text{F}$ ), hasta obtener masa constante, con una aproximación de 0.1% de la masa seca original de la muestra.

*Nota 4.*- Cuando se deseen resultados rápidos, no es necesario secar el agregado grueso para este ensayo, debido a que el resultado se afecta poco por el contenido de humedad a menos que:

- a) El tamaño máximo nominal sea menor de 12.5 mm ( $\frac{1}{2}$ ").
- b) El agregado grueso tenga una cantidad apreciable de finos menores de 4.75 mm (No.4).
- c) El agregado grueso sea altamente absorbente (por ejemplo un agregado liviano).

También las muestras se pueden secar a las mayores temperaturas asociadas con el uso de planchas de calentamiento, sin que se afecten los resultados, siempre que el vapor escape sin generar presiones suficientes para fracturar las partículas y las temperaturas no sean tan altas que causen la rotura química del agregado.

- 6.2** Se selecciona un grupo de tamices de tamaños adecuados para suministrar la información requerida por las especificaciones del material que se va a ensayar. El uso de tamices adicionales es aconsejable si se desea otro tipo de información, tala como el módulo de finura, o para regular la cantidad de material sobre un determinado tamiz. Se encajan los tamices en orden decreciente, por tamaño de abertura y se coloca la muestra (o porción de muestra si el material se va a tamizar por porciones) sobre el tamiz superior. Se agitan los tamices mano o por medio de la tamizadora mecánico, durante un período adecuado, satisfaciendo el criterio mencionado en la Sección 6.4.

- 6.3** La cantidad de material en un tamiz dado se debe limitar de tal forma que todas las partículas tengan la oportunidad de alcanzar las aberturas del tamiz varias veces durante la operación de tamizado.

La masa retenida en tamices con aberturas menores de 4.75 mm (No.4), cuando se complete la operación de tamizado, no debe ser mayor de 7 Kg/m<sup>2</sup> de superficie de tamizado.

Para tamices con aberturas de 4.75 mm (No.4) y mayores, la cantidad retenida, en kg, no deberá exceder el producto de 2.5 x (abertura del tamiz, mm x área efectiva de tamizado, m<sup>2</sup>).

Esta cantidad se muestra en la Tabla 1 para 5 tamices con dimensiones de uso común. En ningún caso, la masa debe ser tan grande que cause deformación permanente en la malla del tamiz.

*Nota 5.*- La cantidad de 7 kg/m<sup>2</sup> equivale a 200 g. para el diámetro usual de 203.2 mm (8") de los marcos de los tamices.

En el caso de mezclas de agregados gruesos y finos, la porción de muestra más fina que el tamiz de 4.75 mm (No.4) se puede distribuir entre dos o más grupos de tamices para prevenir sobrecarga de los tamices individuales. Para el cálculo se suman todas las masas retenidas de cada porción en cada tamiz de la misma abertura.

Alternativamente, se puede reducir la cantidad del material más fino que el tamiz de 4.75 mm (No.4), para agilizar la operación de tamizado, utilizando un cuarteador mecánico, y se realiza el tamizado con una de las porciones resultantes del cuarteo. Si se sigue este procedimiento, se debe calcular la masa de cada fracción respecto a la muestra total para efectuar los cálculos de granulometría de todo el material, de la siguiente forma:

$$A \frac{M_1}{M_2} B$$

donde:

A = masa de la fracción en cada tamiz, respecto de la muestra total,

M1 = masa de la muestra total que pasa el tamiz 4.75 mm (No.4),

M2 = masa de la porción reducida ensayada de material que pasa el tamiz 4.75 mm (No.4), y

B = masa de la fracción reducida en cada tamiz tamizada.

**Tabla 1.** Cantidad máxima permitida de material retenido en un tamiz (Kg)

Tamaños de la abertura del tamiz, mm	Dimensiones de tamiz				
	203.2 mm diámetro	254 mm diámetro	304.8 mm diámetro	350 x 350 mm	372 x 580 mm
	Área de tamizado, m <sup>2</sup>				
	0.0285	0.0457	0.0670	0.1225	0.2158
125	a	a	a	a	67.4
100	a	a	a	30.6	53.9
90	a	a	15.1	27.6	48.5
75	a	8.6	12.6	23	40.5
63	a	7.2	10.6	19.3	34
50	3.6	5.7	8.4	15.3	27
37.5	2.7	4.3	6.3	11.5	20.2
25	1.8	2.9	4.2	7.7	13.5
19	1.4	2.2	3.2	5.8	10.2
12.5	0.89	1.4	2.1	3.8	6.7
9.5	0.67	1.1	1.6	2.9	5.1
4.75	0.33	0.54	0.8	1.5	2.6

a. Esto indica que los tamices tienen menos de 5 aberturas completas y no deberían ser usados en la prueba

- 6.4** Se continúa el tamizado por un período suficiente, de tal forma que después de terminado, no pase más del 0.5% de la masa de la muestra total por ningún tamiz, durante un (1) minuto de tamizado continuo a mano, realizado de la siguiente manera:

Se toma individualmente cada tamiz, con su tapa y un fondo que ajuste sin holgura, con la mano en una posición ligeramente inclinada. Se golpea secamente el lado del tamiz, con un movimiento hacia arriba contra la palma de la otra mano, a razón de 150 veces por minuto, girando el tamiz aproximadamente 1/6 de vuelta en cada intervalo de 25 golpes. En la determinación de la eficiencia del tamizado para tamaños de abertura mayores que los del tamiz de 4.75 mm (No.4), se debe limitar el material sobre el tamiz una sola capa de partículas. Si el tamaño de los tamices hace impracticable el movimiento de tamizado descrito, se deberán usar tamices de 203.2 mm (8") de diámetro para comprobar la eficiencia del tamizado.

- 6.5** Para partículas mayores de 75 mm (3"), el tamizado debe realizarse a mano, determinando la abertura del tamiz más pequeño por la que pasa la partícula. El ensayo se comienza con el tamiz de menor abertura de los que van a ser usados. Rótense las partículas si es necesario, con el fin de determinar si ellas pasan o no a través de dicho tamiz; sin embargo, no se deberá forzar para obligarlas a pasar por las aberturas.

- 6.6** Se determina la masa de la muestra retenida en cada tamiz, con una balanza que cumpla lo exigido en la Sección 4.1

La masa total del material después del tamizado debe ser muy próxima a la masa de la muestra original colocada sobre los tamices. Si las cantidades difieren en más de 0.3% de la masa original de la muestra seca, los resultados no podrán ser utilizados para fines de aceptación.

- 6.7** Cuando sea necesario determinar la cantidad de material que pasa el tamiz de 75  $\mu$ m (No.200), se ensayará primero la muestra de acuerdo con la norma INV E – 214. Se añade el porcentaje de material más fino que el tamiz de 75  $\mu$ m (No.200), determinado por el citado método, al porcentaje pasante por este mismo tamiz, mediante tamizado en seco de la misma muestra en el presente método de ensayo.

## **7. CÁLCULOS**

- 7.1** Se calculan los siguientes porcentajes: a) el porcentaje que pasa, b) el porcentaje total retenido, o c) el porcentaje de las fracciones de diferentes tamaños, con una aproximación de 0.1%, con base en la masa total de la muestra inicial seca.

Si la muestra fue primero ensayada por el método INV E – 214, se deberá incluir la masa del material más fino que el tamiz de 75  $\mu$ m (No.200) por lavado en los cálculos de tamizado, y se usa el total de la masa de la muestra

seca antes del ensayo según el método INV E – 214, como base para calcular todos los porcentajes.

- 7.2 Cuando la muestra se haya ensayado por porciones, como se describió en la Sección 5.5, se deberán totalizar las masas de todas las porciones retenidas en cada tamiz y usar dichos totales para calcular el porcentaje como se describe en la Sección 7.1.
- 7.3 Se calcula el módulo de finura, cuando así se prescriba, sumando los porcentajes totales de material en la muestra, retenidos en los tamices siguientes y dividiendo la suma por 100: tamices 150  $\mu$ m (No.100), 300  $\mu$ m (No.50), 600  $\mu$ m (No.30), 1.18 mm (No.16), 2.36 mm (No.8), 4.75 mm (No.4), 9.5 mm (3/8”), 19.0 mm (3/4”), 37.5 mm (1/2”), y mayores que aumenten en relación 2 a 1.

## 8. INFORME

- 8.1 Dependiendo de las especificaciones para uso del material que está siendo ensayado, el informe deberá incluir:
  - 8.1.1 Porcentaje total de material que pasa cada tamiz, ó
  - 8.1.2 Porcentaje total de material retenido en cada tamiz, ó
  - 8.1.3 Porcentaje de material retenido entre tamices consecutivos.
- 8.2 El resultado de los porcentajes se expresa redondeando al entero más próximo, con excepción del porcentaje que pasa tamiz de 75  $\mu$ m (No.200), cuyo resultado será expresado con una aproximación de 0.1%, si es menor que el 10%.

## 9. PRECISION Y TOLERANCIAS

- 9.1 *Precisión* – Los estimativos de la precisión del método, que se muestran en la Tabla 2, esta basado en los resultados obtenidos por *AASHTO Materials Reference Laboratory Proficiency Samples Program*, con ensayos realizados por el método descrito en la presente norma y por el método T-27 de AASHTO y C-136 de ASTM. Los datos están basados en el análisis de resultados de ensayos precedentes de 65 a 233 laboratorios que ensayaron 18 pares de muestras de agregados gruesos y los resultados de 74 a 222 laboratorios que ensayaron 17 pares de muestras de agregados finos. Los valores en la tabla están dados para diferentes rangos del porcentaje total de agregado pasante de un tamiz.

Los valores de precisión para agregado fino, que se muestra en la Tabla 2, están basados en muestras de ensayo de 500 g nominales. Revisiones de la norma ASTM C-136 en 1994, permitieron reducir el tamaño de las muestras de agregado fino a 300 g, como mínimo. El análisis de los resultados de los

ensayos sobre muestras de 300 y 500 g dos muestras arrojaron los valores de precisión que se muestran en la Tabla 3, los cuales indican sólo una mínima diferencia, debido al tamaño de las muestras.

**Tabla 2.** Precisión

	Porcentaje Total de Material Pasante			Desviación Estándar (1s), %	Variación aceptable de 2 resultados (D2s), %
<b>Agregado Grueso*</b>					
Un solo operador Repetibilidad	0	a	2	0.27	0.8
	2	a	5	0.53	1.5
	5	a	10	0.75	2.1
	10	a	15	1.00	2.8
	15	a	20	0.95	2.7
	20	a	60	1.32	3.7
	60	a	80	2.25	6.4
	80	a	85	1.34	3.8
	85	a	95	0.81	2.3
	95	a	100	0.32	0.9
Múltiples laboratorios Reproducibilidad	0	a	2	0.45	1.3
	2	a	5	1.04	3.0
	5	a	10	1.22	3.4
	10	a	15	1.48	4.2
	15	a	20	1.60	4.5
	20	a	60	1.97	5.6
	60	a	80	2.82	8.0
	80	a	85	1.92	5.4
	85	a	95	1.37	3.9
	95	a	100	0.35	1.0
<b>Agregado Fino</b>					
Un solo operador Repetibilidad	0	a	2	0.14	0.4
	2	a	10	0.37	1.1
	10	a	15	0.36	1.0
	15	a	20	0.54	1.5
	20	a	60	0.83	2.4
	60	a	95	0.55	1.6
	95	a	100	0.26	0.7
	Múltiples laboratorios Reproducibilidad	0	a	2	0.31
2		a	10	0.65	1.8
10		a	15	0.73	2.1
15		a	20	1.10	3.1
20		a	60	1.41	4.0
60		a	95	0.77	2.2
95		a	100	0.23	0.6

\* Los cálculos de precisión están basados en agregados con tamaño máximo nominal de 19 mm.

**Tabla 3.** Datos de precisión de muestras de 300 y 500 g

Agregado Fino de Referencia				Dentro del laboratorio		Entre laboratorios	
Resultados	Tamaño muestra	Número de laboratorios	Promedio	1s	D2s	1s	D2s
Total material pasante tamiz No.4 (%)	500	285	99.992	0.027	0.066	0.037	0.104
	300	276	99.99	0.021	0.06	0.042	0.117
Total material pasante tamiz No.8 (%)	500	281	84.1	0.43	1.21	0.63	1.76
	300	274	84.32	0.39	1.09	0.69	1.92
Total material pasante tamiz No.16 (%)	500	286	70.11	0.53	1.49	0.75	2.1
	300	272	70	0.62	1.74	0.76	2.12
Total material pasante tamiz No.30 (%)	500	287	48.54	0.75	2.1	1.33	3.73
	300	276	48.44	0.87	2.44	1.36	3.79
Total material pasante tamiz No.50 (%)	500	286	13.52	0.42	1.17	0.98	2.73
	300	275	13.51	0.45	1.25	0.99	2.76
Total material pasante tamiz No.100 (%)	500	287	2.55	0.15	0.42	0.37	1.03
	300	270	2.52	0.18	0.52	0.32	0.89
Total material pasante tamiz No.200 (%)	500	278	1.32	0.11	0.32	0.31	0.85
	300	266	1.3	0.14	0.39	0.31	0.85

**9.2** *Tolerancias* – Puesto que no hay ningún valor de referencia aceptado para determinar las tolerancias en este método de prueba, las tolerancias no pueden ser determinadas.

## 9. NORMAS DE REFERENCIA

ASTM C-136 – 01

AASHTO T-27 - 99

NLT 150

**ANEXO L**

**RELACIONES DE HUMEDAD – MASA UNITARIA SECA EN LOS  
SUELOS (ENSAYO NORMAL DE COMPACTACIÓN)**

**RELACIONES DE HUMEDAD – MASA UNITARIA SECA EN LOS SUELOS  
(ENSAYO NORMAL DE COMPACTACIÓN)**

**I.N.V. E – 141 – 07**

**1. OBJETO**

- 1.1** Los siguientes métodos de ensayo se emplean para determinar la relación entre la humedad y la masa unitaria de los suelos compactados en un molde de un tamaño dado con un martillo de 2.5 kg (5.5 lb) que cae desde una altura de 305 mm (12"). Se han previsto cuatro procedimientos alternativos de la siguiente forma:

*Método A* – Un molde de diámetro 101.6 mm (4"): material de un suelo que pasa el tamiz de 4.75 mm (No.4) (Secciones 3 y 4)

*Método B* – Un molde de diámetro 152.4 mm (6"): material de suelo que pasa tamiz de 4.75 mm (No.4) (Secciones 5 y 6).

*Método C* – Un molde de diámetro 101.6 mm (4"): material de suelo que pasa el tamiz de 19.0 mm (3/4") (Secciones 7 y 8)

*Método D* – Un molde de diámetro 152.4 mm (6") material de suelo que pasa el tamiz de 19.0 mm (3/4") (Secciones 9 y 10).

- 1.2** En las especificaciones se debe indicar el método por usar para el material que se va a ensayar. Si no se especifica ninguno, regirá el Método A.
- 1.3** Este método de ensayo se aplica a mezclas de suelos que tienen el 40% o menos retenido en el tamiz de 4.75mm (No 4) al usar los Métodos A o B, y 30% o menos de retenido en el tamiz de 19mm (3/4") cuando se emplee el Método C o el D. El material retenido en estos tamices deberá ser definido como sobretamaños (partículas gruesas).
- 1.4** Si el material a ensayarse tiene partículas gruesas en un porcentaje superior al 5% y el resultado es usado para el control de compactación de suelos debe hacer correcciones a la densidad seca máxima de acuerdo con la norma INV E-228 a fin de comparar la densidad seca del terreno con la densidad seca máxima de compactación correspondiente al material total utilizado en terreno.
- 1.5** Si las tolerancias máximas especificadas de sobretamaños se exceden, se debe usar otros métodos para el control de compactación.

*Nota 1.*– Un método para diseño y control de compactación de tales suelos consiste en usar un relleno de prueba para determinar el grado de compactación requerido y el método para obtener dicha compactación. Se emplea luego un método de especificación para controlar la compactación, especificando el tipo y tamaño del equipo de compactación, el espesor de lacapa y el número de pasadas.

- 1.6** Los valores establecidos en unidades SI deben ser considerados como norma. Las unidades utilizadas en esta norma para la masa unitaria seca son dadas en  $\text{kg/m}^3$ .
- 1.7** Esta norma no pretende considerar los problemas de seguridad asociados con su uso. Es responsabilidad de quien emplee esta norma el establecer prácticas apropiadas de seguridad y salubridad y el determinar la aplicación de limitaciones regulatorias antes de su empleo.

## 2. EQUIPO

- 2.1** *Moldes* – Los moldes deberán ser cilíndricos, de paredes sólidas, fabricados con metal y con las dimensiones y capacidades mostradas más adelante. Deberán tener collares ajustable de aproximadamente 60 mm (2.373") de altura, que permitan la preparación de muestras compactadas de mezclas de suelo con agua con la altura y el volumen deseados. El conjunto de molde y collar deberán estar contruidos de tal manera que se puedan ajustar firmemente a una placa hecha del mismo material (Nota 2).

*Nota 2.*- Se pueden emplear otros tipos de moldes similares a los estipulados aquí, pero advirtiéndolo que los resultados se deben correlacionar con los de los moldes de pared sólida, obtenidos sobre diferentes tipos de suelo y con los mismos resultados de masa unitaria. Se deberán mantener los registros de dicha correlación y deberá disponerse de ellos para su inspección, cuando se usen tipos de moldes alternativos.

Un molde de 101.6 mm (4"), con una capacidad de  $0.000943 \pm 0.000008 \text{ m}^3$  ( $1/30 \pm 0.0003 \text{ pie}^3$ ) con un diámetro interior de  $101.6 \pm 0.41 \text{ mm}$  ( $4.000 \pm 0.016$ ") y una altura de  $116.43 \pm 0.127 \text{ mm}$  ( $4.584 \pm 0.005$ ") (ver Figura 1)

Un molde de 152.4 mm (6"), con una capacidad de  $0.002124 \pm 0.000021 \text{ m}^3$  (equivalente a  $1/13.33 \pm 0.00075 \text{ pie}^3$ ), con un diámetro interior de  $152.4 \pm 0.6604 \text{ mm}$  ( $6 \pm 0.026$ ") y una altura de  $116.43 \pm 0.13 \text{ mm}$  ( $4.584 \pm 0.005$ ") (ver Figura 2).

Moldes que no cumplen con la tolerancia debido al uso. Un molde que no cumpla con las tolerancias de fabricación después de un servicio continuado, puede permanecer en uso siempre y cuando dichas tolerancias no sean excedidas en más del 50 por ciento y que se emplee para los cálculos, el volumen real del molde, calibrado de acuerdo con la norma para calibración de medidas de masa unitaria para agregados (INV E – 217).

### 2.2 *Martillo*

- 2.2.1** *De operación manual* – Un martillo metálico con una masa de  $2.495 \pm 0.009 \text{ kg}$  ( $5.5 \pm 0.02 \text{ lb}$ ), que tenga una cara plana circular de diámetro de  $50.80 \pm 0.25 \text{ mm}$  ( $2.000 \pm 0.01$ "). El diámetro real de servicio no podrá ser menor de  $50.42 \text{ mm}$  (1.985") El martillo deberá estar provisto de una guía apropiada que controle la altura de la caída del golpe desde una altura libre de  $305.2 \pm 2 \text{ mm}$  ( $12.00 \pm 0.06$ ") por encima de la altura del suelo. La guía deberá tener al menos 4 agujeros de ventilación, de diámetro no menor de  $9.5 \text{ mm}$  (3/8"),

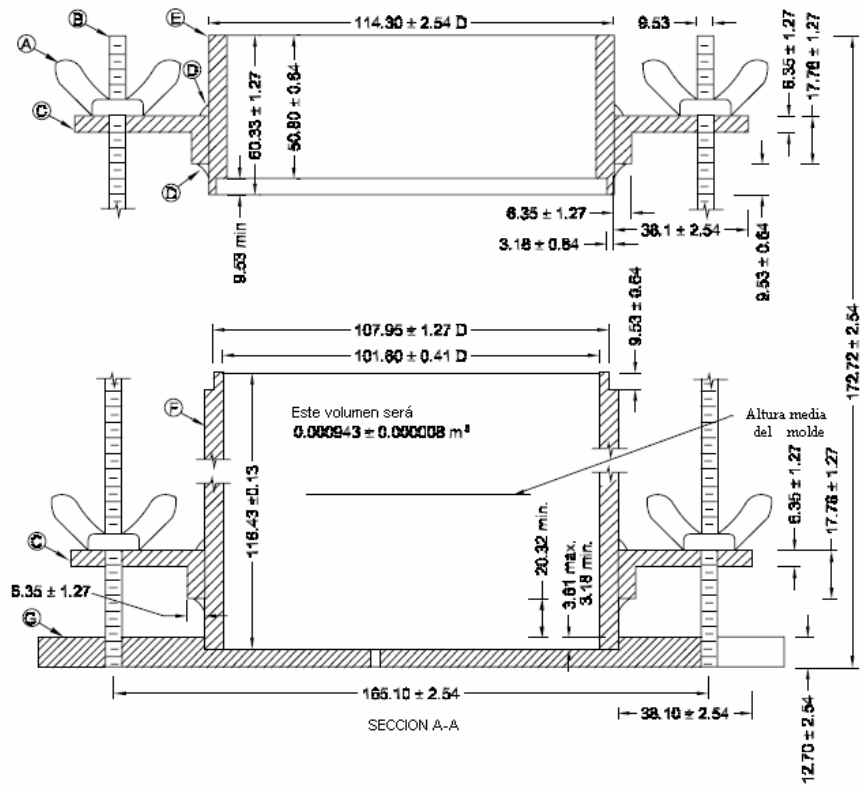
espaciados aproximadamente a  $90^\circ$  (1.57 rad) y 19 mm (3/4") de cada extremo, y deberá tener suficiente luz libre, para que la caída del martillo y la cabeza no tengan restricciones.

- 2.2.2** *De operación mecánica* – Un martillo de metal equipado con un dispositivo para controlar la altura de caída del golpe hasta una altura libre de  $305.2 \pm 2$  mm ( $12.0 \pm 0.06$ ") por encima del suelo y que distribuya uniformemente los golpes sobre la superficie de éste. El martillo deberá tener una cara plana circular de diámetro de  $50.8 \pm 0.025$  mm ( $2.0 \pm 0.01$ "); el diámetro real de servicio no podrá ser menor de 50.42 mm (1.985") y un peso de fabricación de  $2.495 \pm 0.009$  kg ( $5.50 \pm 0.02$  lb).

*Nota 3.* - El martillo mecánico se deberá calibrar con varios tipos de suelos y ajustar su peso, si fuere necesario, para que dé los mismos resultados de humedad-masa unitaria que los obtenidos con martillos de operación manual.

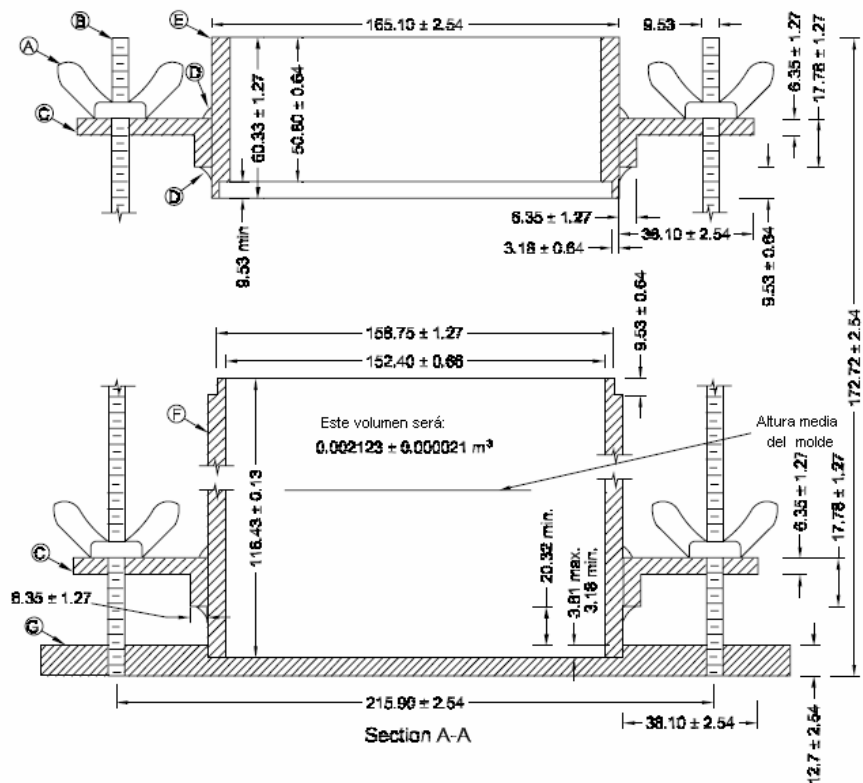
Puede ser impráctico ajustar el aparato mecánico de tal manera que la caída libre sea de 305 mm (12") cada vez que caiga el martillo, como con el martillo operado manualmente. Para efectuar el ajuste de la caída libre, la porción del material suelto que recibe el golpe inicial deberá comprimirse levemente con el martillo para establecer el punto de impacto a partir del cual se determina la caída de 305 mm (12"). Los golpes subsiguientes sobre la capa de suelo que está siendo compactada se pueden aplicar dejando caer el martillo desde una altura de 305 mm (12") por encima de la altura inicial de asentamiento o, cuando el aparato mecánico está diseñado con un ajuste de altura para cada golpe, todos los golpes subsiguientes deberán tener una caída libre para el martillo de 305 mm (12"), medidos a partir de la altura del suelo como quedó compactado mediante el golpe previo.

- 2.2.3** *Cara del martillo* – Deberá ser circular, aunque se acepta como alternativa un martillo con cara de sector circular. En el informe se deberá indicar si se emplea un tipo de cara usada diferente de la circular de 50.8 mm (2"), de diámetro, pero la utilizada deberá tener un área igual al de la cara circular.
- 2.3** *Dispositivo para extrusión de las muestras* – Un gato, un extractor u otro dispositivo adecuado que permita sacar por extrusión las muestras del molde.
- 2.4** *Balanzas* – Una de 11.5 kg de capacidad y 5 g de sensibilidad, cuando se usan para pesar moldes de 152.4 mm (6") con suelos húmedos compactados; cuando se usa el molde de 101.6 mm (4"), puede emplearse una balanza de menor capacidad si la sensibilidad y aproximación es de 5 g. También se requiere otra balanza de 1kg de capacidad con sensibilidad de 0.1g.
- 2.5** *Horno* – Termostáticamente controlado, capaz de mantener una temperatura de  $110 \pm 5$  °C ( $230 + 9$ °F) para el secado de las muestras.
- 2.6** *Regla metálica* – De acero endurecido, de borde recto, al menos de 250 mm (10") de largo. Deberá tener un borde biselado y al menos una cara plana en sentido longitudinal (usada para el corte final del suelo).



Dimensiones en mm

**Figura 1.** Molde cilíndrico de 101.6 mm (4.0") para ensayos de suelos



Dimensiones en mm

**Figura 2.** Molde cilíndrico de 152.4 mm (6.0") para ensayos de suelos

El borde biselado se deberá usar para el alisamiento final, si éste es recto dentro de una tolerancia de 0.1 % de la longitud; sin embargo, con el uso continuado, el borde cortante se puede desgastar excesivamente, en cuyo caso no sería adecuado para enrasar el suelo hasta el nivel del molde. La regla no deberá ser tan flexible que cuando se enrase el suelo con el borde cortante, proporcione una superficie cóncava en la superficie de la muestra.

- 2.7 *Tamices* – De 50, 19.0 y 4.75 mm (2", 3/4" y No.4).
- 2.8 *Herramientas misceláneas* – Tales como cazuelas para mezclados, espátulas, etc., o un dispositivo mecánico adecuado para mezclar las muestras de suelo con diversas cantidades de agua.
- 2.9 *Recipientes* – Para determinar la humedad de las muestras, elaborados en metal u otro material adecuado, con cierres que ajusten herméticamente para evitar la pérdida de humedad durante el pesaje.

## METODO A

### 3. MUESTRA

- 3.1** Si la muestra de suelo está húmeda cuando se recibe del terreno, se deberá secar hasta que llegue a hacerse friable bajo la acción de una espátula. El secamiento se puede efectuar al aire o por medio de aparatos de secado de manera que la temperatura de la muestra no pase de 60 °C (140 °F). Se rompen entonces los terrones de una manera tal, que no se reduzca el tamaño natural de las partículas individuales de la muestra.
- 3.2** Se tamiza una cantidad adecuada de suelo pulverizado representativo sobre el tamiz de 4.75 mm (No.4). Si lo hubiere, se descarta el material grueso retenido sobre dicho tamiz.
- 3.3** Se escoge una muestra representativa del suelo preparado como se ha descrito en las Secciones 3.1 y 3.2, con una masa aproximada de 3 kg (7 lb) ó más.

*Nota 4.*- Al desarrollar una curva de compactación para suelos de libre drenaje, tales como gravas y arenas uniformes en los cuales el drenaje ocurre por el fondo del molde y la placa de base, es preferible tomar una muestra representativa para hallar el contenido de humedad del recipiente de mezclado, con el fin de determinar la humedad disponible para la compactación.

### 4. PROCEDIMIENTO

- 4.1** Se mezcla perfectamente la muestra representativa escogida con agua suficiente para humedecerla, aproximadamente, hasta un 4 por ciento por debajo del contenido óptimo de humedad.
- 4.2** Se prepara un espécimen compactando el suelo humedecido en el molde de 101.6 mm (4") de diámetro (con el collar ajustado) en tres capas aproximadamente iguales y que den una altura total compactada de alrededor de 125 mm (5"). Se compacta cada capa mediante 25 golpes uniformemente distribuidos con el martillo con una caída libre de 305 mm (12") por encima de la altura aproximada del suelo compactado cuando se usa un martillo operado manualmente o desde 305 mm (12") sobre la elevación aproximada del suelo compactado cuando se emplee el martillo operado mecánicamente. Durante la compactación, el molde deberá permanecer firme sobre un soporte denso, uniforme, rígido y estable.
- Nota 5.*- Bases satisfactorias para colocar el molde durante la compactación del suelo pueden ser: un bloque de concreto que pesa no menos de 90 kg (200 lb), sostenido por una fundación relativamente estable; un piso sano de concreto y, en el caso de hacer el ensayo en el campo, superficies como las que proporcionen las alcantarillas de cajón de concreto (box-culverts), los puentes y los pavimentos.
- 4.3** Después de la compactación, se remueve el collar de extensión, se recorta cuidadosamente el suelo compactado que sobresalga en la parte superior del molde usando la regla metálica. Se pesa el molde con el suelo húmedo, en kilogramos, con aproximación de 5 g. (en libras con aproximación de 0.01 lb).

Para moldes que cumplan con las tolerancias dadas en la Sección 2.1 y cuyos pesos se hayan anotado en Kg. , se multiplica la masa del suelo compactado y del molde, menos la masa del molde, por 1060.44 ( $1/0.000943 \text{ m}^3$ ), y se anota el resultado como la masa unitaria húmeda,  $d_{h1}$ , en  $\text{Kg}/\text{m}^3$ , del suelo compactado. Cuando se usen moldes que no cumplen con la tolerancia de menos del 50 %, el cálculo se debe efectuar teniendo en cuenta el volumen calibrado del molde.

- 4.4** Se saca la muestra compactada del molde y se corta verticalmente a través de su centro. Se toma una muestra representativa acorde con la norma INV E – 122 del material de una de las caras del corte; se pesa inmediatamente y se seca en un horno a  $110 \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$  ( $230^\circ \pm 9 \text{ }^\circ\text{F}$ ) por un tiempo mínimo de 12 horas o hasta masa constante, para determinar el contenido de agua. La muestra para humedad no deberá tener una masa menor de 300 g.
- 4.5** Se rompe completamente la porción restante de la muestra moldeada hasta cuando se considere a ojo que pase por el tamiz de 4.75 mm (No.4), y se reúne con la porción restante de la muestra que se está ensayando. Se agrega agua en cantidad suficiente para aumentar la humedad del suelo 1 ó 2 puntos de porcentaje, y se repite el procedimiento anterior para cada incremento de agua. Esta serie de determinaciones se debe continuar hasta que disminuya o no haya cambio en la masa unitaria húmeda,  $d_h$ , en  $\text{kg}/\text{m}^3$ , del suelo compactado. (Nota 6)

*Nota 6.-* Este procedimiento se ha encontrado satisfactorio en la mayoría de los casos. Sin embargo, en algunos casos en los cuales el suelo es de carácter frágil y se reduce significativamente el tamaño de sus granos, debido a la compactación repetida y en casos en los cuales el suelo está constituido por un material arcilloso de textura grasosa, dentro del cual es difícil incorporar agua, se deberá emplear una muestra diferente del mismo material para cada punto del ensayo de compactación. En estos casos, las diferentes muestras deberán mezclarse perfectamente con cantidades suficientes de agua para que la humedad de las mismas varíe aproximadamente en 2 puntos de porcentaje. Los puntos de humedad escogidos deberán encerrar el valor del contenido óptimo de humedad, proporcionando de esta manera muestras que, cuando se compactan, aumentan su masa hasta la masa unitaria máxima deseada y disminuyen luego de alcanzada ésta. Las muestras de las mezclas de suelo con agua se deberán colocar en recipientes cubiertos y deberán permanecer en reposo por lo menos 12 horas antes de efectuar la determinación del ensayo de humedad-peso unitario. Sin embargo, cuando sea necesario agregar o remover una cantidad predeterminada de agua, podrán emplearse los siguientes tiempos mínimos de reposo, para que la humedad se distribuya uniformemente, de acuerdo con el tipo de suelo.

## METODO B

### 5. MUESTRA

Se escoge la muestra representativa de acuerdo con la Sección 3.3 excepto que deberá tener una masa aproximada de 7 Kg. (16lb).

## 6. PROCEDIMIENTO

- 6.1 Se sigue el mismo procedimiento descrito para el Método A en la Sección 4, excepto en lo siguiente:

Se prepara una muestra compactando el suelo humedecido en el molde de 152.4 mm (6"), de diámetro (con el collar ajustado), en tres capas aproximadamente iguales, de tal manera que proporcionen una altura total compactada de alrededor de 125 mm (5"), siendo compactada cada capa por medio de 56 golpes del martillo, uniformemente distribuidos.

Para moldes que cumplen con las tolerancias citadas en la Sección 2.1 y con las masas registradas en kilogramos, la masa de la muestra compactada y el molde, menos la masa del molde se multiplica por 470.80 (1/0.002124), y se anota el resultado como la masa unitaria húmeda,  $d_{h1}$ , en kg/m<sup>3</sup>, del suelo compactado. Para moldes usados fuera de la tolerancia del 50 %, el cálculo se debe hacer teniendo en cuenta el volumen calibrado del molde.

## METODO C

## 7. MUESTRA

- 7.1 Si la muestra de suelo está húmeda cuando se recibe del terreno, se deberá secar hasta que llegue a hacerse friable bajo la acción de una espátula. El secamiento se puede efectuar al aire o por medio de aparatos de secado de manera que la temperatura de la muestra no pase de 60 °C (140 °F). Rómpanse entonces los terrones de una manera tal, que no se reduzca el tamaño natural de las partículas individuales de la muestra.

- 7.2 Se tamiza una cantidad representativa de suelo pulverizado sobre el tamiz de 19.0 mm (3/4"). Se descarta el material grueso retenido sobre dicho tamiz, si lo hubiere.

Cuando fuere aconsejable mantener en la muestra el mismo porcentaje de agregado grueso que pasa por el tamiz de 50 mm (2") y queda retenido en el tamiz de 4.75 mm (No.4), para el ensayo humedad-masa unitaria, que en la muestra original de campo, el material retenido sobre el tamiz 19.0 mm (3/4") deberá ser reemplazado en la forma siguiente: se tamiza una cantidad adecuada de suelo pulverizado sobre los tamices de 50 mm (2") y 19.0 mm (3/4"). Se pesa el material que pasa tamiz de 50 mm (2") y que queda retenido en el tamiz de 19.0 mm (3/4") y se reemplaza con un peso igual que pase dicho tamiz y que quede retenido en el de 4.75 mm (No.4). Se toma el material para sustitución, de la porción sobrante de la muestra.

- 7.3 Se selecciona una muestra representativa, que tenga un peso de 5 Kg. (11 lb) ó más de suelo preparado como se describió en las Secciones 7.1 y 7.2.

## 8. PROCEDIMIENTO

- 8.1** Se mezcla perfectamente la muestra representativa escogida con agua suficiente para humedecerla hasta, aproximadamente, 4 por ciento por debajo del contenido óptimo de humedad.
- 8.2** Se prepara un espécimen compactando el suelo humedecido en el molde de 101.6 mm (4") de diámetro (con el collar ajustado) en tres capas aproximadamente iguales y que den una altura total compactada de alrededor de 125 mm (5"). Se compacta cada capa mediante 25 golpes uniformemente distribuidos con el martillo con una caída libre de 305 mm (12") por encima de la altura aproximada del suelo compactado cuando se usa un martillo operado manualmente o desde 305 mm (12") sobre la elevación aproximada del suelo compactado cuando se emplee el martillo operado mecánicamente. Durante la compactación, el molde deberá permanecer firme sobre un soporte denso, uniforme, rígido y estable. (Ver Sección 4.2)
- 8.3** Después de la compactación, se remueve el collar de extensión y se recorta cuidadosamente el suelo compactado que sobresalga en la parte superior del molde mediante la regla metálica con borde recto. Los huecos que se hayan desarrollado en la superficie por la remoción de material grueso deberán ser rellenos con material de tamaño más pequeño. Se pesan el molde y el suelo húmedo en kg. con aproximación de 5g. Para moldes que cumplan con las tolerancias dadas en la Sección 2.1 y cuyos pesos se hayan anotado en kg, se multiplica la masa del suelo compactado y del molde, menos la masa del molde, por 1060.44 ( $1/0.000943 \text{ m}^3$ ), y se anota el resultado como la masa unitaria húmeda,  $d_{h1}$ , en  $\text{kg}/\text{m}^3$ , del suelo compactado. Cuando se usen moldes que no cumplen con la tolerancia de menos del 50 %, el cálculo se debe efectuar teniendo en cuenta el volumen calibrado del molde.
- 8.4** Se saca la muestra compactada del molde y se corta verticalmente a través de su centro. Se toma una muestra representativa acorde con la norma INV E-122 del material de una de las caras del corte; se pesa inmediatamente y se seca en un horno a  $110 \pm 5^\circ\text{C}$  ( $230^\circ \pm 9^\circ\text{F}$ ) por un tiempo mínimo de 12 horas o hasta masa constante, para determinar el contenido de agua. La muestra para humedad no deberá tener una masa menor de 500 g.
- 8.5** Se rompe completamente la cantidad restante del material hasta cuando pase el tamiz de 19.0 mm (3/4") y se considera a ojo, que el noventa (90 %) de los terrones de suelo pasan por el tamiz de 4.75 mm (No.4), y agréguese a la parte restante de la muestra que se va a ensayar. A continuación, se añada agua en cantidad suficiente para aumentar la humedad de la muestra en uno o dos puntos de porcentaje, y se repite el procedimiento anterior para cada incremento de agua. Se prosigue con esta serie de determinaciones hasta cuando disminuya o no cambie la masa unitaria húmeda  $d_h$ , en  $\text{kg}/\text{m}^3$  del suelo compactado (ver Sección 4.5).

## METODO D

### 9. MUESTRA

Se escoge la muestra representativa de acuerdo con la Sección 7.3, excepto que ésta deberá tener una masa de aproximadamente 11kg (25lb).

### 10. PROCEDIMIENTO

Se sigue el mismo procedimiento descrito para el Método C en la Sección 8, excepto en lo siguiente: se forma una muestra compactando el suelo humedecido en el molde de 152.4 mm (6") de diámetro (con el collar ajustado) en tres capas aproximadamente iguales, que den una altura total compactada de alrededor de 125 mm (5"), compactándose cada capa mediante 56 golpes del martillo, distribuidos uniformemente. Para moldes que cumplan con las tolerancias dadas en la Sección 2.1 y con las masas registradas en kilogramos, la masa de la muestra compactada y del molde menos la masa del molde se multiplican por 471 ( $1/0.002124\text{m}^3$ ), y se registra el resultado como la masa unitaria húmeda, del suelo compactado  $d_{h1}$ , en  $\text{kg}/\text{m}^3$ . Cuando se usen moldes fuera de la tolerancia del 50 %, se hace el cálculo teniendo en cuenta el volumen calibrado del molde.

## CÁLCULOS E INFORME

### 11. CÁLCULOS

Se calcula la humedad y la masa unitaria seca del suelo compactado para cada muestra, así:

$$w = \frac{A - B}{B - C} \cdot 100$$

$$d_d = \frac{d_h}{w \cdot 100} \cdot 100$$

Donde:

$w$  = Porcentaje de humedad en la muestra con base en la masa seca del suelo en el horno.

$A$  = Masa del recipiente y del suelo húmedo.

$B$  = Masa del recipiente y del suelo seco.

$C$  = Masa del recipiente.

$d_d$  = Masa unitaria seca, en  $\text{Kg.}/\text{m}^3$

$d_h$  = Masa unitaria húmeda, en Kg./m<sup>3</sup>

## 12. RELACIONES DE HUMEDAD -MASA UNITARIA SECA

- 12.1** Los cálculos de la Sección 11.1 se deberán efectuar para determinar la humedad y la correspondiente masa unitaria seca de las muestras de suelo compactadas en Kg./m<sup>3</sup> (lb/pie<sup>3</sup>). Las masas unitarias secas se dibujan como ordenadas y las humedades correspondientes como abscisas.
- 12.2** *Humedad óptima* – Cuando la masa unitaria y las correspondientes humedades para el suelo han sido determinadas y dibujadas para conformar una curva, el contenido de humedad que corresponda al pico de la curva, se llamará “humedad óptima” del suelo bajo la compactación mencionada atrás.
- 12.3** *Masa unitaria seca máxima* – La masa unitaria del suelo secado al horno en Kg./m<sup>3</sup>, correspondiente al contenido óptimo de humedad, bajo la compactación mencionada arriba, se llamará “masa unitario seca máxima”.

## 13. INFORME

El informe debe incluir:

- 13.1** El método empleado (A, B, C ó D).
- 13.2** La humedad óptima, como porcentaje, aproximada al entero más próximo.
- 13.3** La masa unitaria máxima en Kg./m<sup>3</sup>, con aproximación a 0.5 Kg./m<sup>3</sup> o en lb/pie<sup>3</sup> con aproximación al entero más próximo.
- 13.4** En los métodos C y D se debe indicar el material retenido en el tamiz de 19.0 mm (3/4") que fue removido y reemplazado.
- 13.5** El tipo de cara del martillo, si se usó una diferente a la circular de 50.8 mm (2") de diámetro.

## 14. PRECISIÓN

- 14.1** *Repetibilidad de un solo operador* – Dos resultados obtenidos por el mismo operador sobre la misma muestra, en el mismo laboratorio, empleando el mismo aparato, y en días diferentes, se deberá considerar dudoso si difieren en más del 10 % en su contenido medio óptimo de humedad y en 35 kg/m<sup>3</sup> (2.2 lb/pie<sup>3</sup>), en la masa unitaria máxima.
- 14.2** *Reproducibilidad multilaboratorio* – Dos resultados obtenidos por operadores diferentes en diferentes laboratorios deberán considerarse dudosos si difieren en más del 15 % de su valor medio para el contenido óptimo de humedad y en 72 kg/m<sup>3</sup> (4.5 lb/pie<sup>3</sup>), para la masa unitaria máxima.

**15. NORMAS DE REFERENCIA**

AASHTO T 99 – 01

ASTM D 698 – 00

## **ANEXO M**

### **ENSAYO PARA DETERMINAR EL CONTENIDO DE HUMEDAD DE SUELOS Y ROCAS, CON BASE EN LA MASA**

# NORMA TÉCNICA COLOMBIANA

**NTC  
1495**

2001-11-28

---

## SUELOS. ENSAYO PARA DETERMINAR EL CONTENIDO DE HUMEDAD DE SUELOS Y ROCAS, CON BASE EN LA MASA



E: SOILS. STANDARD TEST METHOD FOR LABORATORY DETERMINATION OF WATER CONTENT OF SOIL AND ROCK BY MASS

---

CORRESPONDENCIA: esta norma es equivalente (EQV) a su documento de referencia ASTM D 2216-98 con desviaciones técnicas menores en el numeral 2.

---

DESCRIPTORES: consistencia; propiedades índice; laboratorio; análisis de humedad; contenido de humedad; agregado sólido; contenido de agua.

---

I.C.S.: 13.080.00

---

Editada por el Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC)  
Apartado 14237 Bogotá, D.C. - Tel. 6078888 - Fax 2221435

---

## PRÓLOGO

El Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación, **ICONTEC**, es el organismo nacional de normalización, según el Decreto 2269 de 1993.

**ICONTEC** es una entidad de carácter privado, sin ánimo de lucro, cuya Misión es fundamental para brindar soporte y desarrollo al productor y protección al consumidor. Colabora con el sector gubernamental y apoya al sector privado del país, para lograr ventajas competitivas en los mercados interno y externo.

La representación de todos los sectores involucrados en el proceso de Normalización Técnica está garantizada por los Comités Técnicos y el período de Consulta Pública, este último caracterizado por la participación del público en general.

La NTC 1495 (Primera actualización) fue ratificada por el Consejo Directivo del 2001-11-28

Esta norma está sujeta a ser actualizada permanentemente con el objeto de que responda en todo momento a las necesidades y exigencias actuales.

A continuación se relacionan las empresas que colaboraron en el estudio de esta norma a través de su participación en el Comité Técnico 369905 Propiedades físicas de los suelos.

ASOCRETO  
CONCRELAB  
EMPRESA DE ACUEDUCTO Y  
ALCANTARILLADO DE BOGOTÁ

LAZCANO Y ESGUERRA CÍA LTDA.  
UNIVERSIDAD NACIONAL

Además de las anteriores, en Consulta Pública el Proyecto se puso a consideración de las siguientes empresas:

CARLOS ECHEVERRY  
CONSTRUCTORA PRECOMPRESOS  
LTDA.  
EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN  
ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA DE ANTIOQUIA  
ESPINOSA Y RESTREPO LTDA.  
EVALTEC LTDA. EVALUACIONES TÉCNICAS  
GEOGRAL  
GEOINGENIERÍA  
GRUPO CONSTRUCTOR OSSA LÓPEZ  
S.A.  
ICPC  
INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS  
J.G.V. CO. LTDA.  
MALDONADO INGENIERÍA S.A.

MEJÍA VILLEGAS  
MENSULA S.A.  
MINISTERIO DE TRANSPORTE  
MOVIMIENTO DE TIERRAS Y  
CONSTRUCCIONES  
POLITÉCNICO JAIME ISAZA CADAVID  
SOCIEDAD DE GEOTÉCNIA  
SOLINGGRAL LTDA.  
UNIANDÉS  
UNIVERSIDAD DE ANTIOQUIA  
UNIVERSIDAD DE MEDELLÍN  
UNIVERSIDAD DEL CAUCA  
UNIVERSIDAD EAFIT  
UNIVERSIDAD JAVERIANA  
UNIVERSIDAD NACIONAL (MEDELLÍN  
FACULTAD DE MINAS)

**ICONTEC** cuenta con un Centro de Información que pone a disposición de los interesados normas internacionales, regionales y nacionales.

**DIRECCIÓN DE NORMALIZACIÓN**

## **SUELOS.**

### **ENSAYO PARA DETERMINAR EL CONTENIDO DE HUMEDAD DE SUELOS Y ROCAS, CON BASE EN LA MASA**

#### **1. ALCANCE**

**1.1** Esta norma cubre la determinación en el laboratorio, del contenido de agua (humedad), de suelos, rocas y materiales similares con base en la masa, en donde la reducción de la masa por secado, se debe a la pérdida de agua, excepto como se hace notar en los numerales 1.4, 1.5, y 1.7. Por simplicidad, la palabra “material” de aquí en adelante, también se refiere tanto al suelo como a roca, en donde quiera que se aplique.

**1.2** Algunas disciplinas, tales como el estudio de los suelos, necesitan determinar el contenido de agua con base en el volumen. Tales determinaciones están fuera del alcance de este método experimental.

**1.3** El contenido de agua de un material se define en el numeral 3.2.1.

**1.4** El término “material sólido” usado en ingeniería geotécnica significa partículas minerales naturales de suelo y roca, que no son fácilmente solubles en el agua. Por lo tanto, el contenido de agua de materiales que contienen sustancias extrañas (tales como cemento y similares) pueden requerir tratamiento especial o una definición calificada del contenido de agua. Además, algunos materiales orgánicos, pueden descomponerse por secado al horno a la temperatura estándar para este método ( $110\text{ °C} \pm 5\text{ °C}$ ). Los materiales que contienen yeso (sulfato deshidratado de calcio u otros componentes hidratados que tienen cantidades significativas de agua) pueden presentar un problema especial a medida que el material se deshidrata lentamente a temperatura de secado estándar ( $110\text{ °C} \pm 5\text{ °C}$ ) y a humedades relativamente bajas, formando un compuesto (sulfato semihidratado de calcio), el cual no está normalmente presente en materiales naturales, excepto en algunos suelos de áreas desérticas. Para reducir el grado de deshidratación del yeso en los materiales que lo contienen, o para reducir la descomposición en suelos altamente orgánicos, puede ser deseable secar esos materiales a  $60\text{ °C}$  o en un aparato para desecar a temperatura ambiente. Así, cuando se use una temperatura de secado que sea diferente de la temperatura de secado estándar, que se define en este método, el contenido de agua resultante puede ser diferente del contenido determinado en la temperatura de secado estándar.

Nota 1. Los métodos descritos en la norma ASTM D 2974 suministran un procedimiento alternativo para determinar el contenido de agua de materiales que tienen turba.

**1.5** Los materiales que contienen agua con cantidades apreciables de sólidos solubles (tales como sal en el caso de los sedimentos marinos) cuando se ensayan con este método, darán una masa de sólidos que incluye los sólidos previamente solubles. Esos materiales requieren un tratamiento especial para remover o dar cuenta de la presencia de sólidos precipitados en la masa seca de la muestra, o se debe usar una definición calificada del contenido de agua. Por ejemplo, véase a Noorany<sup>1</sup> en lo que respecta a la información sobre suelos marinos.

**1.6** Este método experimental requiere de varias horas para el adecuado secado de la muestra. La norma ASTM D 4643 da instrucciones para el secado de la muestra en un horno microondas, el cual es un proceso más corto. También véase a Gilbert<sup>2</sup> para los detalles sobre los antecedentes de este método.

**1.7** Esta norma requiere el secado del material en un horno a altas temperaturas. Si el material que se va a secar está contaminado con ciertas sustancias químicas, pueden presentarse dificultades para la salud y la seguridad. Por eso, esta norma no debería usarse para la determinación del contenido de agua de suelos contaminados, a menos que se tomen precauciones adecuadas para la salud y la seguridad.

**1.8** Esta norma no pretende describir todos los problemas sobre seguridad, si estos existen, asociados con su uso. Es responsabilidad del usuario de esta norma, establecer las prácticas apropiadas sobre seguridad y salud y determinar la aplicabilidad de las limitaciones regulatorias antes de su uso.

## **2. NORMAS QUE DEBEN CONSULTARSE**

Las siguientes normas contienen disposiciones que, mediante la referencia dentro de este texto, constituyen la integridad del mismo. En el momento de su publicación eran válidas las ediciones indicadas. Todas las normas están sujetas a actualización; los participantes, mediante acuerdos basados en esta norma, deben investigar la posibilidad de aplicar la última versión de las normas mencionadas a continuación.

NTC 1886:1983, Ingeniería Civil y Arquitectura. Suelos. Determinación de humedad, cenizas y materia orgánica. (ASTM D 2974).

NTC 4630:1999, Método de ensayo para la determinación del límite líquido, del límite plástico y del índice de plasticidad de los suelos cohesivos. (ASTM D 4318).

ASTM D 653:2000, Standard Terminology Relating to Soil, Rock, and Contained Fluids.

ASTM D 4220:2000, Standard Practices for Preserving and Transporting Soil Samples.

ASTM D 4643:2000, Standard Test Method for Determination of Water (Moisture) Content of Soil by the Microwave Oven Method.

ASTM D 4753:1995, Standard Specification for Evaluating, and Specifying Balances and Scales for Use in Soil, Rock, and Construction Materials Testing.

---

<sup>1</sup> Noorany, I., "Relaciones de fase en suelos marinos", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 110,

No.4, April 1984, pp.539-543.

2

Gilbert, P.A., "Determinación rápida del contenido de humedad mediante un sistema de horno microondas controlado por computador", Tech. Report GL-88-21, Department of the Army, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg, MS, November 1988.

ASTM D 6026: 1999, Standard Practice for Using Significant Digits in Geotechnical Data.

ASTM E 145:1994, Standard Specification for Gravity - Convection and Forced-Ventilation Ovens.

### **3. TERMINOLOGÍA**

**3.1** Refiérase al documento sobre terminología ASTM D 653 para la definición normalizada de términos.

### **3.2 DEFINICIONES DE TÉRMINOS ESPECÍFICOS PARA ESTA NORMA**

**3.2.1** Contenido de agua (de un material): la proporción que se expresa como el porcentaje de la masa de agua de "poros" o "libre" en determinada masa de material, con respecto a la masa de material sólido. Una temperatura estándar de  $110\text{ °C} \pm 5\text{ °C}$  se usa para determinar estas masas.

### **4. RESUMEN DEL MÉTODO EXPERIMENTAL**

Una muestra experimental se seca en un horno a una temperatura de  $110\text{ °C} \pm 5\text{ °C}$  a masa constante. La pérdida de masa debida al secado se considera como el contenido de agua. El contenido de agua se calcula usando la masa de agua y la masa de la muestra seca.

### **5. IMPORTANCIA Y USO**

**5.1** Para muchos materiales, el contenido de agua, es una de las propiedades índice más significativas requeridas para establecer una correlación entre el comportamiento del suelo y sus propiedades índice.

**5.2** El contenido de agua de un material se usa para expresar las relaciones de fase de aire, agua y sólidos en un determinado volumen de material.

**5.3** En suelos de grano fino (cohesivos), la consistencia de determinado tipo de suelos depende de su contenido de agua. El contenido de agua de un suelo, junto con sus límites líquido y plástico determinados con la norma ASTM D 4318, se usa para expresar su consistencia relativa o su índice de liquidez.

### **6. APARATOS**

#### **6.1 HORNO DE SECADO**

Controlado termostáticamente, preferiblemente del tipo de tiro forzado, que cumple con los requisitos de la norma ASTM E 145 y capaz de mantener una temperatura uniforme de  $110\text{ °C} \pm 5\text{ °C}$  durante todo el tiempo de secado.

#### **6.2 BALANZAS**

Todas las balanzas deben cumplir con los requisitos de la NTC 2031 y los de esta sección. Para muestras que tengan una masa de hasta 200 g (sin incluir la masa del contenedor) se necesita una balanza clase GP1, de 0,01 g de sensibilidad, y para muestras que tengan una

masa de más de 200 g se requiere una balanza clase GP2 de 0,1 g de sensibilidad. Sin embargo, la balanza que se use puede ser controlada por el número de dígitos significativos que se necesiten (véanse los numerales 8.2.1 y 12.1.2).

### **6.3 CONTENEDORES DE LA MUESTRA**

Son recipientes adecuados hechos de material resistente a la corrosión, al aseo continuo, al cambio de masa después de calentamientos y enfriamientos sucesivos, y a la exposición de materiales de variado pH.

A menos que se use un desecador, se deben usar contenedores con tapas herméticamente cerradas para el ensayo de muestras que tengan una masa menor de 200 g; mientras que para muestras que tengan una masa mayor de 200 g, se pueden usar recipientes sin tapa (véase la Nota 7). Se necesita un recipiente para la determinación de cada contenido de agua.

Nota 2. El propósito de las tapas es el de prevenir la pérdida de humedad de la muestra antes de la determinación inicial de la masa y prevenir la absorción de humedad de la atmósfera, después del secado y antes de la determinación final de la masa.

### **6.4 DESECADOR**

Es un gabinete o recipiente para secar, de tamaño adecuado, que contiene sílica gel o sulfato de calcio anhidro. Es preferible usar un desecante que cambie de color para indicar las necesidades de reconstitución. Véase el numeral 10.5.

### **6.5 APARATOS PARA MANEJAR EL CONTENEDOR**

Guantes, pinzas, o un sujetador conveniente para mover y manejar los contenedores calientes después del secado.

### **6.6 VARIOS**

Cuchillos, espátulas, cucharas, ropa adecuada, partidores de muestras, etc., en la medida en que se requieran.

## **7. MUESTRAS**

**7.1** Las muestras se deben preservar y transportar de acuerdo con la norma ASTM D 4220 para los grupos de suelos B, C, o D. Las muestras antes de ser ensayadas se deben conservar en contenedores anticorrosivos, debidamente tapados, a temperaturas entre 3 °C y 30 °C. El sitio de almacenamiento no debe estar expuesto a la luz del sol. Para el caso de las muestras alteradas conservadas en recipientes u otros contenedores se deberán almacenar de tal manera que se prevenga o minimice la condensación de la humedad al interior del contenedor.

**7.2** La determinación del contenido de agua se debe llevar a cabo tan pronto como sea posible después de tomada la muestra, especialmente si se han usado contenedores potencialmente corrosivos (tales como tubos de acero de pared delgada, canecas de pintura, etc.) o bolsas

plásticas para recoger las muestras.

## 8. MUESTRAS DE ENSAYO

**8.1** Si se está haciendo la determinación del contenido de agua junto con otro método de la ASTM, Se debería usar la masa de espécimen establecida en ese método para el caso que ésta sea dada. Si no se dan indicaciones en ese método para el mínimo de masa del espécimen, entonces se deberán aplicar los valores que se dan más adelante. Véase a Howard para los antecedentes de los valores dados en la tabla.

**8.2** El mínimo de masa de material húmedo seleccionado para que sea representativo de la muestra total, deberá estar de acuerdo con la siguiente tabla:

Tamaño máximo de la partícula( pasa 100 % )	Tamaño del tamiz estándar	Masa mínima recomendada de muestra húmeda, para reportar el contenido de agua con $\pm 0,1\%$	Masa mínima recomendada de muestra húmeda, para reportar el contenido de agua con $\pm 1\%$
2 mm o menos	No. 10	20 g	20 g <sup>A</sup>
4,75 mm	No. 4	100 g	20 g <sup>A</sup>
9,5 mm	3/8- de pulgada	500 g	50 g
19,0 mm	3/4- de pulgada	2,5 kg	250 g
37,5 mm	1 1/2 de pulgada	10 kg	1 kg
75,0 mm	3 pulgadas	50 kg	5 kg

<sup>A</sup> Para que sea representativa no se deben usar menos de 20 g

**8.2.1** La masa mínima de la muestra utilizada se podrá incrementar con el fin de obtener los dígitos significativos necesarios para el cálculo del contenido de agua, cuando se reporte el contenido de agua lo más cercano a 0,1 %, o como se indica en el numeral 12.1.2.

**8.3** Utilizar una muestra más pequeña que el mínimo indicado en el numeral 8.2 requiere buen criterio, discreción, aunque puede ser adecuada para los propósitos de la prueba. Cuando se use una muestra que no cumpla con estos requisitos se deberá indicar en los formatos correspondientes.

**8.4** Cuando se trabaje con una muestra pequeña (de menos de 200 g) que contenga una partícula relativamente grande de grava, es conveniente que no se incluya esa partícula en la muestra de ensayo. Sin embargo, cualquier material descartado se deberá describir y anotar en los formatos correspondientes.

**8.5** Para las muestras que constan sólo de roca intacta, la muestra mínima deberá ser de 500 g. Porciones representativas de la muestra se pueden partir en porciones más pequeñas, dependiendo del tamaño de la muestra, del contenedor y de la balanza que se vayan a usar, con el fin de facilitar el secado de masa constante, véase el numeral 10.4. Muestras menores de 200 g se pueden usar en el ensayo, si se permite el uso de sólo dos dígitos significativos para el contenido de agua.

## 9. SELECCIÓN DE LA MUESTRA DE ENSAYO

**9.1** Cuando la muestra de ensayo es una porción de una parte más grande del material, la

muestra seleccionada debe ser representativa de la condición de humedad de la cantidad total del material. La forma como se seleccione la muestra depende del propósito y la aplicación de la prueba, el tipo de material que se va a ensayar, la condición de humedad, y el tipo de muestra (ya sea de otra prueba, muestra en bolsa, muestra tipo bloque, o similares).

**9.2** Para muestras alteradas tales como recortes, muestras en bolsas y similares, se debe obtener la muestra por uno de los siguientes métodos (enumerados en orden de preferencia):

**9.2.1** Si el material es tal que se pueda manipular y manejar sin pérdida significativa de humedad apreciables, el material se debe mezclar completamente para luego seleccionar una porción representativa, mediante el uso de una cuchara de tamaño apropiado, de tal manera que sólo se requieran unas cuantas cucharadas para obtener el tamaño adecuado de muestra, tal como se define en el numeral 8.2.

**9.2.2** Si el material es tal que no se puede mezclar completamente o mezclar y recoger con una cuchara, se hace una pila del material, mezclándolo tantas veces como sea posible. Se toman por lo menos cinco porciones del material en diferentes sitios, usando un tubo para toma de muestras, una cuchara, una llana, o un aparato similar, apropiado al tamaño máximo de partículas presentes en el material. Mezcle todas las porciones para obtener la muestra de prueba.

**9.2.3** Si el material o las condiciones son tales que no se pueda hacer una pila, se toman tantas porciones del material como se considere práctico, reuniéndolas de diferentes sitios, con el fin de representar la mejor condición de humedad. Mezclar todas estas porciones para obtener la muestra de prueba.

**9.3** Para muestras intactas tales como muestras tipo bloque, muestras en tubos, muestreadores, y similares, se obtiene la muestra por uno de los siguientes métodos, dependiendo del propósito y el uso potencial de la muestra.

**9.3.1** Mediante un cuchillo, una sierra u otro aparato cortante, se desbasta la parte externa de la muestra, en una distancia suficiente, para ver si el material está compuesto por capas y para remover el material que aparezca más seco o más húmedo que la parte principal de la muestra. Si se duda de la existencia de capas, parta la muestra por la mitad. Si el material está formado por capas, véase el numeral 9.3.3.

**9.3.2** Si el material no está formado por capas, se obtiene la muestra siguiendo las instrucciones descritas en el numeral 8.2 así: (1) tomando todo o la mitad del material que se va a ensayar; (2) cortando un trozo representativo del material que se va a ensayar; o (3) cortando la superficie expuesta de la mitad del material que se va a ensayar.

Nota 3. La pérdida de humedad en algunos suelos no cohesivos, puede requerir que toda la porción del material se use como muestra.

**9.3.3** Si se encuentra un material formado por capas ( o por más de un tipo de material), se selecciona una muestra promedio, o muestras individuales, o ambas. Las muestras se deben identificar convenientemente en cuanto a su localización, o a su representatividad y se deben hacer las observaciones del caso en los respectivos formatos de datos.

## **10. PROCEDIMIENTO**

**10.1** Se determina y registra la masa del contenedor de la muestra limpio y seco (y su tapa, si se usa).

**10.2** Se seleccionan muestras de prueba representativas de acuerdo con el numeral 9.

**10.3** Se coloca la muestra húmeda en el contenedor y, si se usa tapa, se asegura convenientemente. Se determina la masa del contenedor más el material húmedo, usando una balanza (véase el numeral 6.2), seleccionada con base en la masa de la muestra. Se registra este valor.

Notas:

- 4) Con el fin de prevenir la mezcla de muestras que conduzcan a resultados incorrectos, todos los contenedores y las tapas que se usen, se deberán numerar y los números de los contenedores se deberán registrar en los formularios de laboratorio. Los números de las tapas deberán coincidir con los números de los contenedores, para evitar confusiones.
- 5) Para ayudar al secado en el horno de muestras grandes, éstas deberán colocarse en contenedores que tengan una superficie grande (tales como bandejas), y el material se deberá distribuir en partes más pequeñas.

**10.4** Se debe remover la tapa (si se usa) y colocar el contenedor con el material húmedo en el horno de secado. Seque el material hasta masa constante a  $110\text{ °C} \pm 5\text{ °C}$  a menos que se especifique de otra manera (véase el numeral 1.4). El tiempo que se requiere para obtener la masa constante variará dependiendo del tipo de material, el tamaño de la muestra, el tipo y la capacidad del horno, y otros factores. La influencia de estos factores generalmente se puede establecer con buen criterio, y experiencia con los materiales que se estén ensayando y con los aparatos que se estén usando.

Notas:

- 6) En muchos casos, es suficiente para secar una muestra durante la noche (12 h a 16 h). En los casos en que haya dudas con respecto a un adecuado secado, éste deberá continuarse hasta cuando la masa no cambie, después de dos períodos sucesivos de secado (mayores de 1 h). Las muestras de arena se pueden secar a menudo a una masa constante en un período de cerca de 4 h, cuando se usa un horno de corriente de aire.
- 7) Puesto que algunos materiales secos pueden absorber humedad de muestras húmedas, el material seco se deberá retirar antes de colocar muestras húmedas en el mismo horno. Sin embargo, esto no se debería aplicar si las muestras que se secan previamente, permanecen en el horno por un tiempo adicional de cerca de 16 h.

**10.5** Después de que el material se haya secado a una masa constante, se retira el contenedor del horno (y se reemplaza la tapa si se ha usado). Deje enfriar el material y el contenedor a una temperatura ambiente o hasta cuando el contenedor se pueda manejar cómodamente con las manos y la operación para determinar el peso no se vea afectada por corrientes de aire o por el calor. Se determina la masa del contenedor y del material secado al horno, empleando el mismo tipo y capacidad de balanza usada en el numeral 10.3. Se registra este valor. Se deberán usar tapas de cierre hermético si se presume que la muestra está absorbiendo humedad del aire, antes de la determinación de su masa seca.

Nota 8. Es aceptable el enfriamiento en un desecador en lugar de tapas de cierre hermético, ya que aquél reduce la absorción de la humedad de la atmósfera durante el período de enfriamiento, especialmente cuando se usan contenedores sin tapas.

## 11. CÁLCULOS

11.1 Se calcula el contenido de agua del material como sigue:

$$w = \frac{M_{cws} - M_{cs}}{M_{cs} - M_c} \times 100 \frac{M_w}{M_s} \times 100$$

Donde:

- $w$  = contenido de agua, %
- $M_{cws}$  = masa del contenedor y de la muestra húmeda, g
- $M_{cs}$  = masa del contenedor y de la muestra seca, g
- $M_c$  = masa del contenedor, g
- $M_w$  = masa de agua ( $M_w = M_{cws} - M_{cs}$ ), g, y
- $M_s$  = masa de las partículas sólidas ( $M_s = M_{cs} - M_c$ ), g.

## 12. INFORME

12.1 Los formatos o las hojas para registrar los datos deberán contener lo siguiente:

12.1.1 La identificación de la muestra (material) que se está ensayando, con datos tales como número de la perforación, número de la muestra, número de la prueba, número del contenedor, etc.

12.1.2 El contenido de agua de la muestra lo más próximo a 1 % o 0,1 %, tal como sea apropiado con base en la muestra mínima que se esté utilizando. Si este método se usa junto con otro método, el contenido de agua de la muestra, se deberá reportar como el valor que exige el método de prueba mediante el cual esté siendo determinado el contenido de agua. Remítase a la ASTM D 6026 en lo referente a los dígitos significativos, especialmente si el valor obtenido por este método de ensayo va a usarse para calcular otras relaciones tales como el peso unitario o la densidad. Por ejemplo, si se desea expresar el peso unitario seco, lo más cercano a 0,1 lbf/f<sup>3</sup>(0,02 kN/m<sup>3</sup>), puede ser necesario usar una balanza con un mayor grado de sensibilidad o usar una muestra más grande para obtener los dígitos significativos necesarios de la masa de agua, de tal manera que el contenido de agua pueda determinarse con los dígitos significativos requeridos. También, puede que sea necesario aumentar los dígitos significativos descritos en la ASTM D 6026, cuando se estén calculando las relaciones de fase que requieran cuatro dígitos significativos.

12.1.3 Se indica si la muestra de ensayo tenía una masa menor que el mínimo especificado en el numeral 8.2.

12.1.4 Se indica si la muestra de ensayo contenía más de un tipo de material ( en capas, etc).

**12.1.5** Se indica la temperatura de secado si es diferente de  $110\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 5\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

**12.1.6** Se indica si algún material (tamaño y cantidad) fue excluido de la muestra de ensayo.

**12.2** Cuando se registre el contenido de agua en forma de tablas, gráficos, etc., cualquier dato que no cumpla con los requisitos de este método, deberá hacerse notar: datos tales como los requerimientos relacionados con la masa, la balanza o la temperatura, o la exclusión de una parte del material de la muestra en estudio.

## **13. PRECISIÓN Y TOLERANCIA**

### **13.1 TOLERANCIA**

No existe un valor de referencia aceptable para este método; en consecuencia, no se puede determinar la tolerancia.

### **13.2 PRECISIÓN**

#### **13.2.1 Precisión de un operario único (Repetibilidad)**

Se ha encontrado que el coeficiente de variación de un sólo operario es del 2,7 %. Por consiguiente, los resultados de dos pruebas llevadas a cabo por el mismo operario, y con el mismo equipo, no se deberían considerar como dudosas, a menos que difieran en más de 7,8 % de su media.

#### **13.2.2 Precisión entre varios laboratorios (Reproducibilidad)**

Se ha encontrado que el coeficiente de variación entre laboratorios es del 5,0 %. Por consiguiente, el resultado de dos pruebas llevadas a cabo por diferentes operarios, usando equipo diferente, no se deberían considerar dudosas, a menos que difieran en más de 14,0 % de su media.

## **14. PALABRAS CLAVE**

**14.1** Consistencia; propiedades índice; laboratorio; análisis de humedad; contenido de humedad; agregado sólido; contenido de agua.

## **DOCUMENTO DE REFERENCIA**

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass. Philadelphia: ASTM, 1998, 5 p (ASTM D 2216).

## **ANEXO N**

**ENSAYO PARA LA DETERMINACION DEL LIMITE LÍQUIDO, DEL LIMITE PLASTICO  
Y DEL INDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS COHESIVOS**

# NORMA TÉCNICA COLOMBIANA

**NTC  
4630**

1999-07-28

---

## MÉTODO DE ENSAYO PARA LA DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO, DEL LÍMITE PLÁSTICO Y DEL ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS COHESIVOS



E: STANDARD TEST METHOD FOR LIQUID LIMIT, PLASTIC LIMIT, AND PLASTICITY INDEX OF SOILS.

---

CORRESPONDENCIA: esta norma es equivalente (EQV) a su documento de referencia ASTM D 4318

---

DESCRIPTORES: ensayo; límite líquido; límite plástico; índice de plasticidad; suelos

---

I.C.S.: 13.080.00

---

Editada por el Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC)  
Apartado 14237 Bogotá, D.C. - Tel. 6078888 - Fax 2221435

---

Prohibida su reproducción

## PRÓLOGO

El Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación, **ICONTEC**, es el organismo nacional de normalización, según el Decreto 2269 de 1993.

**ICONTEC** es una entidad de carácter privado, sin ánimo de lucro, cuya Misión es fundamental para brindar soporte y desarrollo al productor y protección al consumidor. Colabora con el sector gubernamental y apoya al sector privado del país, para lograr ventajas competitivas en los mercados interno y externo.

La representación de todos los sectores involucrados en el proceso de Normalización Técnica está garantizada por los Comités Técnicos y el período de Consulta Pública, este último caracterizado por la participación del público en general.

La NTC 4630 fue ratificada por el Consejo Directivo de 1999-07-28

Esta norma está sujeta a ser actualizada permanentemente con el objeto de que responda en todo momento a las necesidades y exigencias actuales.

A continuación se relacionan las empresas que colaboraron en el estudio de esta norma a través de su participación en el Comité Técnico 369905 Propiedades físicas de los suelos.

ESCUELA DE INGENIERÍA DE ANTIOQUIA  
J.G.V Y CÍA LTDA.  
POLITÉCNICO COLOMBIANO JAIME

ISAZA CADAVID  
UNIVERSIDAD EAFIR  
UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEDELLÍN

Además de las anteriores, en Consulta Pública el Proyecto se puso a consideración de las siguientes empresas:

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE  
PRODUCTORES DE CONCRETO  
BAVARIA S. A.  
CÁMARA COLOMBIANA DE LA  
CONSTRUCCIÓN  
CARLOS A. OLANO Y CÍA. INGENIEROS  
LTDA.  
CONCRETO S. A.  
CONSTRUCTORA NORBERTO ODEBRECHT  
S. A.  
EMPRESA COLOMBIANA DE MINERALES  
LTDA.  
EMPRESA DE ENERGÍA DE BOGOTÁ  
EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN  
ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA  
INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN LTDA.

INSTITUTO COLOMBIANO DE  
PRODUCTORES DE CEMENTO  
INTERCONEXIÓN ELÉCTRICA S. A.  
INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS  
MEJÍA VILLEGAS LTDA.  
MOVIMIENTO DE TIERRA Y  
CONSTRUCCIÓN  
MINISTERIO DE TRANSPORTE  
POLITÉCNICO COLOMBIANO JAIME  
ISAZA CADAVID  
SOCIEDAD COLOMBIANA DE INGENIEROS  
UNIVERSIDAD DE ANTIOQUIA  
UNIVERSIDAD DE MEDELLÍN  
UNIVERSIDAD DEL CAUCA  
UNIVERSIDAD DEL VALLE  
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA

**ICONTEC** cuenta con un Centro de Información que pone a disposición de los interesados normas internacionales, regionales y nacionales.

**DIRECCIÓN DE NORMALIZACIÓN**

## **MÉTODO DE ENSAYO PARA LA DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO, DEL LÍMITE PLÁSTICO Y DEL ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS COHESIVOS**

### **1. OBJETO Y ALCANCE**

**1.1** Esta norma describe el método de ensayo para la determinación del límite líquido, del límite plástico y del índice de plasticidad de los suelos cohesivos, tal como son definidos en el numeral 3.

**1.1.1** Se definen dos procedimientos para preparar las muestras para el ensayo: el procedimiento de preparación de muestra en estado húmedo, descrito en el numeral 10.1 y el procedimiento de preparación de muestra en estado seco, descrito en el numeral 10.2. El procedimiento que se utilice debe ser especificado por el cliente. Si no se especifica, se seguirá el procedimiento de preparación de muestra en estado húmedo.

**1.1.2** Se presentan dos variantes para determinar el límite líquido. El Ensayo Multipunto (A) descrito en los numerales 11 y 12 y el ensayo de un punto (B) descrito en los numerales 13, 14 y 15. El método que se utilice debe ser especificado por el cliente. Si no se especifica un método determinado, se debe utilizar el ensayo multipunto (A).

**1.1.3** El procedimiento para la determinación del límite plástico se define en los numerales 16, 17 y 18. El ensayo para determinar el límite plástico se debe realizar con el material preparado para el ensayo de límite líquido.

**1.1.4** El procedimiento para calcular el índice de plasticidad se describe en el numeral 19.

**1.2** El límite líquido y el límite plástico de los suelos, (conjuntamente con el límite de contracción), son comúnmente conocidos como límites de Atterberg. Estos límites permiten definir las fronteras de los diferentes estados de consistencia de los suelos plásticos.

**1.3** El método multipunto para la determinación del límite líquido generalmente es más preciso que el método de un punto. Se recomienda que el método multipunto sea utilizado en los casos donde los resultados puedan estar sujetos a discusión o donde se requiera mayor precisión.

**1.4** Debido a que el método de un punto requiere que el operador juzgue cuándo la muestra de ensayo se encuentra aproximadamente en su límite líquido, no es recomendable la utilización de este método por parte de laboratoristas inexpertos.

**1.5** Las correlaciones sobre las cuales se basa el método de un punto no siempre son válidas para ciertos suelos, tales como suelos orgánicos, suelos formados en ambiente marino o limos arcillosos. Se recomienda especialmente que el límite líquido de estos suelos se determine mediante el método multipunto.

**1.6** Los límites líquido y plástico de muchos suelos que se han dejado secar antes del ensayo, pueden ser considerablemente diferentes de aquellos obtenidos sobre muestras sin secado previo. Si el límite líquido y el límite plástico de los suelos se utilizan para correlacionar o estimar su comportamiento geotécnico en su estado de humedad natural, las muestras no se deben dejar secar antes del ensayo, a menos que se desee obtener específicamente información sobre las muestras secas.

**1.7** La composición y concentración de sales solubles en un suelo afectan los valores de los límites líquido y plástico, así como el contenido de humedad de los suelos (véase la NTC 1495). En consecuencia, se debe dar especial consideración a los suelos de ambientes marinos y de otras fuentes donde puedan estar presentes altas concentraciones de sales solubles. Se debe dar especial consideración al grado en el cual están diluidas o concentradas las sales en dichos suelos.

**1.8** Puesto que los ensayos descritos en esta norma se ejecutan sólo sobre la porción de suelo que pasa el tamiz de 425  $\mu$ m (No. 40), la contribución relativa de esta porción a las propiedades de la muestra en su conjunto debe ser considerada cuando se usen estos ensayos para evaluar sus propiedades.

**1.9** Los valores dados en el Sistema Internacional de Medidas se consideran los normativos.

## **2. DOCUMENTOS DE REFERENCIA**

Las siguientes normas contienen disposiciones que, mediante la referencia dentro de este texto, constituyen parte de esta norma. En el momento de la publicación eran válidas las ediciones indicadas. Todas las normas están sujetas a actualización; los participantes, mediante acuerdos basados en esta norma deben investigar la posibilidad de aplicar la última versión de las normas mencionadas a continuación.

NTC 32:1991, Ingeniería civil y arquitectura. Tamices de tejido de alambre para ensayos.

NTC 129:1995, Ingeniería civil y arquitectura. Práctica para la toma de muestras de agregados.

NTC 1495:1979, Suelos. Ensayo para determinar el contenido de humedad.

NTC 1504:1979, Suelos. Clasificación para propósitos de ingeniería.

NTC 3674:1995, Ingeniería civil y arquitectura. Práctica para la reducción del tamaño de las muestras de agregados, tomadas en campo para la realización de ensayos.

ASTM C 670:1996, Standard Practice for Preparing Precision and Bias Statement for Test Methods for Construction Materials.

ASTM D 420:1998, Practice for Investigating and Sampling Soil and Rock for Engineering

Purposes.

ASTM D 653:1997, Standard Terminology Ralating to Soil, Rock and Contained Fluids.

ASTM D 1241:1994, Standard Specification for Materials for Soil-Aggregate Subbase, Base and Surface Courses.

ASTM D 2488:1993, Standard Practice for Description and Identification of Soils (Visual-Manual Procedure)

ASTM D 3282:1997, Standard Practice for Classification of Soil and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes.

ASTM D 4753:1995, Standard Specification for Evaluating, Selecting and Specifying Balances and Scales for Use in Soil and Rock Testing.

### **3. TERMINOLOGÍA**

#### **3.1 DEFINICIONES**

**3.1.1** Las definiciones de términos utilizados en este método de ensayo concuerdan con la terminología de la norma ASTM D 653.

#### **3.2 DESCRIPCIÓN DE LOS TÉRMINOS ESPECÍFICOS DE ESTA NORMA**

**3.2.1** Límites de Atterberg: originalmente, Albert Atterberg definió seis límites de consistencia para suelos finogranulares: el límite superior de flujo viscoso, el límite líquido, el límite de adherencia, el límite de cohesión, el límite plástico y el límite de contracción. En el uso corriente en geotecnia, el término usualmente se refiere al límite líquido, al límite plástico, y en algunas referencias al límite de contracción.

**3.2.2** Consistencia: la facilidad relativa con la cual un suelo puede ser deformado.

**3.2.3** Límite líquido (LL): el contenido de agua, en porcentaje, de un suelo que se encuentra en la frontera, definida arbitrariamente, entre los estados semilíquido y plástico.

**3.2.3.1** Discusión. La resistencia al corte no drenada de un suelo en el límite líquido, se considera que es aproximadamente 2 kPa ( $2 \cdot 10^{-2}$  kgf/cm<sup>2</sup>).

**3.2.4** Límite plástico (LP, Wp): es el contenido de agua, expresado en porcentaje, de un suelo en la frontera entre los estados plástico y semisólido.

**3.2.5** Suelo plástico: suelo que presenta un comportamiento plástico en un intervalo definido de contenido de humedad y que mantiene su forma al secarse.

**3.2.6** Índice de plasticidad (IP): intervalo del contenido de humedad en el cual un suelo se comporta plásticamente. Numéricamente, es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

**3.2.7** Índice de liquidez (IL): relación, expresada como un porcentaje, del contenido de humedad natural de un suelo, menos su límite plástico, respecto a su índice de plasticidad.

**3.2.8** Índice de actividad (Número de actividad): relación entre el índice de plasticidad de un suelo y el porcentaje en peso de las partículas que tienen un diámetro equivalente menor que 2  $\mu$ m.

#### **4. RESUMEN DEL MÉTODO DE ENSAYO**

**4.1** La muestra se procesa para remover cualquier material retenido en el tamiz de 425  $\mu$ m (No. 40). El límite líquido se determina mediante ensayos en los cuales una porción de la muestra se extiende en un recipiente de bronce con forma de casquete esférico, se divide diametralmente en dos con un ranurador, y luego se le hace fluir hasta juntarse debido a los golpes causados por la caída reiterativa del recipiente sobre la base de un aparato mecánico estandarizado. La determinación del límite líquido por el método multipunto, método A, requiere ejecutar tres o más ensayos variando el contenido de humedad y los datos de los ensayos se grafican o tabulan para establecer una relación a partir de la cual se determina el límite líquido. Para determinar el límite líquido por el método de un solo punto, método B, se utilizan los datos de dos ensayos realizados con el mismo contenido de humedad, multiplicados por un factor de corrección.

**4.2** El límite plástico resulta de amasar y enrollar alternamente una pequeña porción de suelo plástico formando cilindros de 3,2 mm de diámetro hasta que el contenido de agua se reduzca a un punto en el cual los cilindros se desmoronen y no puedan ser amasados y enrollados nuevamente. El contenido de agua del suelo en este punto es reportado como el límite plástico.

**4.3** El Índice de plasticidad se calcula como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

#### **5. SIGNIFICADO Y USO**

**5.1** Este método de ensayo se utiliza como parte integral de varios sistemas de clasificación de suelos para caracterizar la fracción finogranular de los suelos (véanse las normas NTC 1504 y ASTM D 3282) y para especificar la fracción finogranular de materiales de construcción (véase la norma ASTM D 1241). El límite líquido, el límite plástico y el índice de plasticidad de los suelos son utilizados también ampliamente, ya sea en forma individual o conjunta con otras propiedades del suelo, para correlacionarlas con comportamientos ingenieriles tales como compresibilidad, permeabilidad, compactabilidad, expansividad y resistencia al corte.

**5.2** El límite líquido y el límite plástico de un suelo se pueden utilizar conjuntamente con el contenido de humedad natural del suelo para expresar su consistencia relativa o Índice de Liquidez y estas a su vez se pueden utilizar con el porcentaje más fino que el tamaño de 2  $\mu$ m para determinar su índice de actividad.

**5.3** Estos métodos algunas veces se utilizan para evaluar las características de meteorización de materiales esquisto-arcillosos. Cuando se someten a ciclos repetidos de humedecimiento y secado, el límite líquido tiende a aumentar. El incremento en el límite líquido se considera como una medida de la susceptibilidad de un esquisto a la meteorización.

**5.4** El límite líquido de un suelo que tiene altas cantidades de materia orgánica decrece notoriamente cuando el suelo se seca en el horno antes del ensayo. La comparación del límite líquido de una muestra antes y después de haber sido secada al horno, se puede utilizar como una medida cualitativa del contenido de materia orgánica de un suelo.

## **6. EQUIPO**

### **6.1 APARATO PARA LA DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO**

Consiste en un aparato mecánico compuesto de un recipiente esférico de bronce suspendido de un bastidor diseñado para controlar su caída sobre una base de caucho duro. La Figura 1 muestra las características básicas y las dimensiones esenciales del aparato. El aparato puede ser operado con una manivela manual o con motor eléctrico.

#### **6.1.1 Base**

Consiste en una base de caucho duro que tiene una dureza D en el durómetro de 80 a 90 y una elasticidad tal que una bola de acero pulida de 8 mm de diámetro, cuando se deja caer desde una altura promedio de 0,25 m, tiene un rebote promedio de al menos el 77 % pero no mayor del 90 %. Los ensayos de elasticidad se llevan a cabo sobre la base terminada con las patas fijas.

#### **6.1.2 Soportes de caucho**

Son usados para sostener la base y se diseñan con el propósito de aislar la base de la superficie de trabajo y tienen una dureza A en el durómetro no mayor de 60, cuando se miden con los soportes terminados y fijos a la base.

#### **6.1.3 Recipiente**

Recipiente de bronce con un peso de 185 g a 215 g, incluida su fijación al bastidor.

#### **6.1.4 Leva**

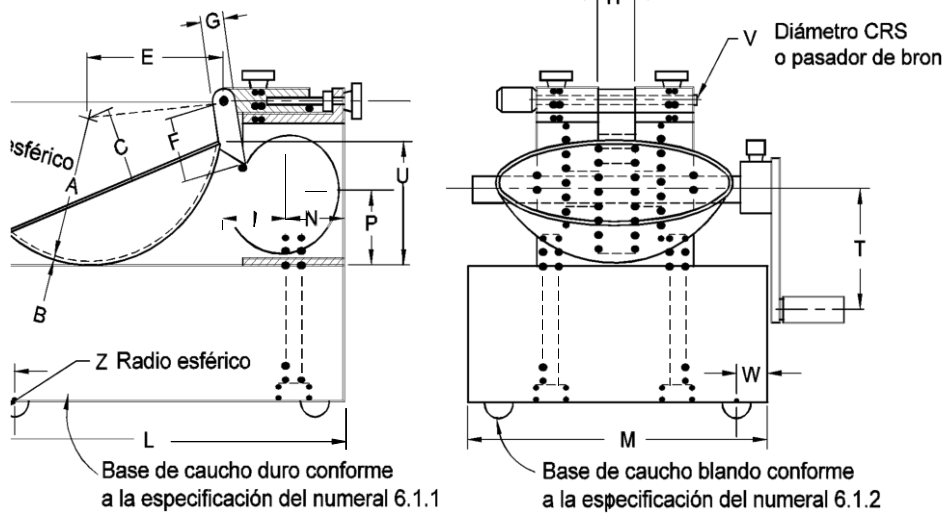
Diseñada para levantar el recipiente de manera suave y continuamente hasta su máxima altura, en un recorrido de al menos 180° de rotación de la leva, sin desarrollar una velocidad ascendente o descendente del recipiente cuando el servidor de la leva, abandona ésta. (El movimiento correcto de la leva es una elevación curva uniformemente acelerada).

Nota 1. La leva y el servidor ilustrados en la Figura 1 se diseñan para un movimiento (parabólico) uniformemente acelerado después del contacto y asegura que el recipiente se encuentre en reposo al iniciar la caída. También pueden ser utilizados otros diseños de leva que cumplan esta condición. Sin embargo, si el patrón de levantamiento del servidor y de la leva no es conocido, se debe asegurar la velocidad cero en la caída, limando o torneando cuidadosamente la leva y el servidor, de tal manera que la altura del recipiente permanezca constante sobre los últimos 20° a 45° de rotación de la leva.

Dimensiones

Letra	A*	B*	C*	E*	F	G	H	J*	K*	L*	M*
mm	54 0,5	2 0,1	27 0,5	56 2,0	32	10	16	60 1,0	50 2,0	150 2,0	125 2,0
Letra	N	P	R	T	U*	V	W	Z			
mm	24	28	24	45	47 1,0	3,8	13	6,5			

(\*) Dimensiones esenciales



Ángulo de la leva, en grados	Radio de la leva
0	0,742 R
30	0,753 R
60	0,764 R
90	0,773 R
120	0,784 R
150	0,796 R
180	0,818 R
210	0,854 R
240	0,901 R
270	0,945 R
300	0,974 R
330	0,995 R
360	1,000 R

Figura 1. Aparato manual de límite líquido

### 6.1.5 Bastidor

Construido de manera que permita un ajuste conveniente y seguro de la altura de caída del recipiente que es de 10 mm y diseñado de tal manera que el recipiente y el soporte del recipiente queden fijos al bastidor solamente mediante un pin removible.

### 6.1.6 Accionamiento por motor (Opcional)

Como una alternativa a la manivela manual mostrada en la Figura 1, el aparato puede estar equipado con un motor para girar la leva. El motor debe girar la leva a 2 0,1 revoluciones por segundo y debe estar aislado del resto del aparato por medio de monturas de caucho o cualquier otro método que evite que la vibración del motor se transmita al resto del aparato. Debe ser equipado con un interruptor de encendido y apagado como una forma conveniente de colocar la leva para los ajustes de altura de caída. Los resultados obtenidos al utilizar un aparato accionado por motor no deben diferir de los obtenidos con el aparato operado manualmente.

## 6.2 RANURADOR PLANO

Herramienta hecha de plástico o de metal inoxidable que tiene las dimensiones mostradas en la Figura 2. El diseño de la herramienta puede variar siempre y cuando las dimensiones

esenciales se mantengan. La herramienta puede incorporar, aunque no necesariamente, un calibrador para ajustar la altura de caída del aparato del límite líquido.

Nota 2. Antes de la adopción de este método de ensayo, se especificaba un ranurador curvo como parte del aparato para realizar el ensayo de límite líquido. El ranurador curvo, no se considera tan preciso como el ranurador plano descrito en el numeral 6.2, puesto que no controla la profundidad del suelo en el recipiente del límite líquido. Sin embargo, hay algunos datos que indican que el límite líquido ligeramente se incrementa cuando se utiliza el ranurador plano en lugar del ranurador curvo.

Dimensiones

Letra	A*	B*	C*	D*	E*	F <sup>A</sup>	G	H	J	K*	L*	N
mm	2 0,1	11 0,2	40 0,5	8 0,1	50 0,5	2 0,1	10 mínimo	13	60	10 00,5	60° 1°	20

\* Dimensiones esenciales

Respaldo al menos de 15 mm desde la punta  
 Nota. Se recomienda que la dimensión A sea de 1,9 mm a 2,0 mm y la dimensión D sea de 8,0 mm a 8,1mm cuando están nuevos para prever una vida de servicio adecuada.

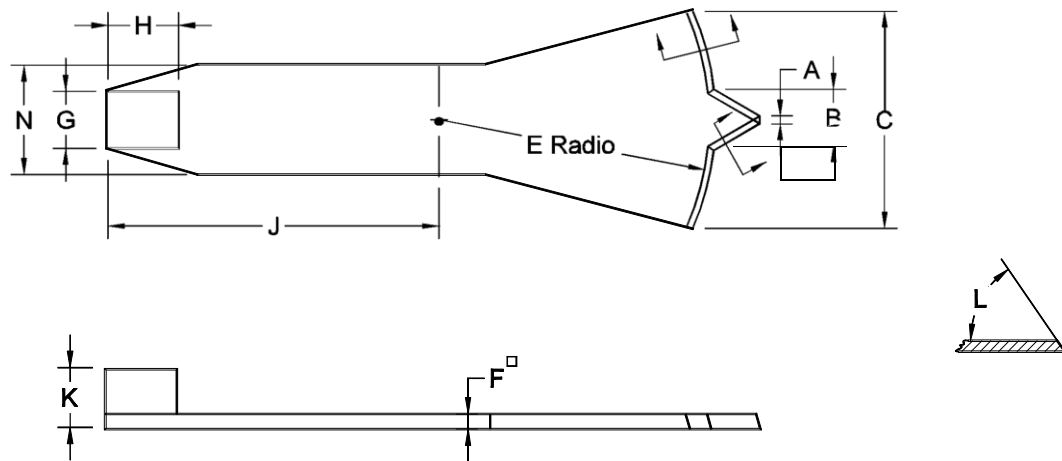


Figura 2. Ranurador

Dimensiones en mm

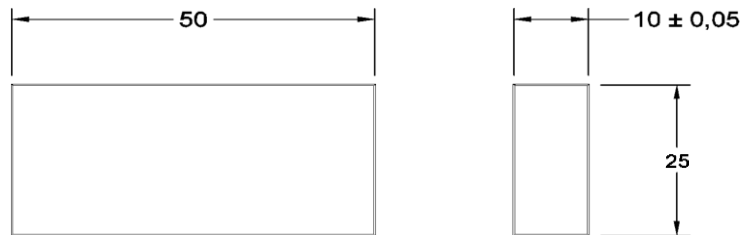


Figura 3. Calibrador de altura de caída (Catetómetro)

6.3 CALIBRADOR

En la Figura 3 se muestra un bloque calibrador metálico para ajustar la altura de caída del recipiente con sus respectivas dimensiones. El diseño del calibrador puede variar con tal que

quede asegurado a la base sin que sea susceptible de balanceo, y que el borde que hace contacto con el recipiente durante el ajuste, sea recto al menos en 10 mm de ancho, y sin bisel o curvatura.

#### **6.4 CÁPSULAS**

Pequeños recipientes resistentes a la corrosión con tapas ajustables para la determinación del contenido de humedad de las muestras. Son adecuados los recipientes de aluminio o acero inoxidable de 50 mm de diámetro y 25 mm de altura.

#### **6.5 BALANZA**

Debe ser conforme con la norma ASTM D 4753, clase GP1.

#### **6.6 RECIPIENTE PARA ALMACENAMIENTO**

Recipiente para almacenar las muestras preparadas de suelo de manera que no sean contaminadas y que se prevenga la pérdida de humedad. Se puede utilizar un plato de porcelana, plástico o vidrio de 114 mm de diámetro aproximadamente y una bolsa plástica suficientemente grande para envolver el plato.

#### **6.7 PLACA DE VIDRIO ESMERILADO**

Placa cuadrada de vidrio esmerilado de al menos 300 mm de lado y de 10 mm de espesor para enrollar los cilindros para la determinación del límite plástico.

#### **6.8 ESPÁTULA**

Espátula o cuchillo con una hoja de aproximadamente 20 mm de ancho y 100 mm a 130 mm de largo.

#### **6.9 TAMIZ**

Tamiz de 425  $\mu$ m (No.40) y de 203 mm de diámetro conforme a los requisitos de la norma NTC 32 y con un borde de al menos 50 mm por encima de la malla. También se puede necesitar un tamiz de 2 mm (No.10) que cumpla los mismos requisitos.

**6.10** Botella de vidrio o un recipiente similar para agregar cantidades controladas de agua al suelo y para lavar los finos de las partículas gruesas.

**6.11** Horno de secado con control termostático; preferiblemente del tipo de tiro forzado capaz de mantener constantemente una temperatura de 110  $^{\circ}$ C  $\pm$  5  $^{\circ}$ C en toda la cámara de secado.

**6.12** Un recipiente de lavado, redondo, de fondo plano, de por lo menos 76 mm de profundidad y ligeramente más ancho en el fondo que el tamiz de 203 mm de diámetro.

### **7. REACTIVOS Y MATERIALES**

#### **7.1 PUREZA DEL AGUA**

En este método de ensayo donde se refiera a agua destilada, se puede usar agua destilada o desmineralizada.

## **8. MUESTREO**

**8.1** Las muestras se pueden tomar de cualquier sitio que satisfaga las necesidades de muestreo del ensayo. Sin embargo, las normas NTC 3674, NTC 129 y ASTM D 420 deben usarse como guías para seleccionar y preservar las muestras en los diferentes tipos de operaciones de muestreo. Las muestras que se preparen utilizando el procedimiento de preparación húmeda (véase el numeral 10.1) deben conservarse con su contenido de humedad natural antes de la preparación.

**8.2** Donde las operaciones de muestreo han preservado la estratificación natural de una muestra, los diferentes estratos se deben conservar separados y los ensayos se deben realizar sobre el estrato de interés particular, con la menor contaminación posible de los otros estratos. Donde se vaya a utilizar una mezcla de materiales en una construcción, se deben combinar los componentes en proporciones tales que la muestra resultante represente la condición real de construcción.

**8.3** Donde los datos de este método de ensayo se utilicen para correlacionarlos con otros datos de ensayo de laboratorio o de campo, se debe usar en lo posible el mismo material utilizado en estos ensayos.

**8.4** Obtenga una porción representativa de la muestra total suficiente para proveer 150 g a 200 g de material que pase el tamiz de 425  $\mu$ m (No.40). Muestras seca se pueden reducir por métodos de cuarteo o partición. Las muestras de suelo cohesivo se deben mezclar completamente en un recipiente con una espátula o una paleta y se debe retirar ésta, una porción representativa de la masa total, haciendo uno o más barridas con la paleta a través de la masa mezclada.

## **9. CALIBRACIÓN DEL APARATO**

### **9.1 REVISIÓN DE DESGASTE**

#### **9.1.1 Aparato de límite líquido**

Se debe determinar que el aparato de límite líquido esté limpio y en buenas condiciones de trabajo, y verificar los siguientes puntos específicos:

**9.1.1.1** Desgaste de la base. El sitio de la base donde el recipiente hace contacto no debe estar gastado más de 10 mm en el diámetro. Si la zona de desgaste es mayor, se debe pulir la base para remover la superficie de desgaste, siempre y cuando el pulimiento no haga la base más delgada de lo especificado en el numeral 6.1 y que se mantengan las otras relaciones dimensionales.

**9.1.1.2** Desgaste del recipiente. Se debe reemplazar el recipiente cuando el ranurador haya desgastado en el recipiente una depresión de 0,1 de mm de profundidad o cuando el borde del recipiente haya sido reducido a la mitad de su espesor original. Se debe verificar que el recipiente esté sujeto firmemente a su soporte.

**9.1.1.3** Desgaste del soporte del recipiente. Se debe verificar que el pivote del soporte del recipiente no este pegado y que no esté gastado, de tal manera que permita que el punto más bajo del borde se mueva más de 3 mm a lado y lado.

9.1.1.4 Desgaste de la leva. La leva no debe estar desgastada al punto que el recipiente caiga antes de que el soporte (servidor de la leva) pierda contacto con la leva.

### 9.1.2 Ranuradores

Debe ser inspeccionado regularmente el desgaste de los ranuradores. La rapidez del desgaste depende del material con el cual se haya fabricado el ranurador y de los tipos de suelos que se hayan ensayado. Los suelos que contienen una alta proporción de partículas de arena pueden causar un desgaste rápido de los ranuradores; por lo tanto, cuando se ensaye este tipo de materiales, los ranuradores se deben inspeccionar más frecuentemente que con otros suelos.

Nota 3. El ancho de la punta de los ranuradores se chequea adecuadamente utilizando una lente de bolsillo, equipada con escala milimétrica. Lentes de este tipo se consiguen en la mayoría de las compañías de suministro de equipos de laboratorio. La profundidad de la punta de los ranuradores se puede verificar utilizando el medidor de profundidad de calibradores micrométricos.

### 9.2 AJUSTE DE LA ALTURA DE CAÍDA

Se debe ajustar la altura de caída del recipiente de tal manera que el punto de contacto de este con la base, suba hasta una altura de 10 mm  $\pm$  0,2 mm; véase la Figura 4 para apreciar la localización adecuada del calibrador (catetómetro) en relación con el recipiente durante el ajuste.

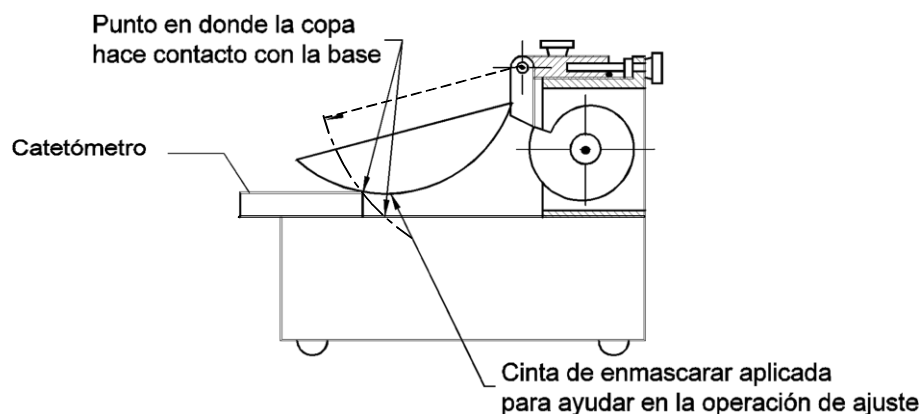


Figura 4. Calibración de la altura de caída

Nota 4. Un procedimiento adecuado para ajustar la altura de caída es el siguiente: coloque un pedazo de cinta de enmascarar en el fondo exterior del recipiente, paralelo al eje del pivote del soporte del recipiente. El borde de la cinta opuesto al soporte del recipiente debe bisecar el área del recipiente que hace contacto con la base. Para recipientes nuevos, coloque un trozo de papel carbón en la base y permita que el recipiente caiga varias veces para marcar el área de contacto. Fije el recipiente al aparato y gire la manivela hasta que el recipiente se eleve hasta su altura máxima. Deslice el calibrador de altura bajo el recipiente desde el frente y observe si el calibrador hace contacto con el recipiente o la cinta. (Véase la Figura 4). Si el calibrador hace contacto con la cinta y el recipiente, la altura de caída es aproximadamente correcta; si no, ajuste el recipiente hasta que se haga un contacto simultáneo. Verifique el ajuste girando la manivela a 2 revoluciones por segundo manteniendo el calibrador contra la cinta y el recipiente. Si se oye un sonido débil o agudo sin que el recipiente se levante del calibrador, el ajuste es correcto. Si no se escucha ningún sonido, o si el recipiente se separa del calibrador, reajuste la altura de caída. Si el recipiente se balancea sobre el calibrador durante esta operación de verificación, el pivote del servidor de la leva está excesivamente gastado, y las

partes desgastadas se deben reemplazar. Retire siempre la cinta después de terminar la operación de ajuste.

## **10. PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS PARA EL ENSAYO**

## **10.1 PREPARACIÓN HÚMEDA**

Excepto donde se especifique el método de preparación seca de la muestra (numeral 10.2), se debe preparar las muestras para el ensayo como se describe en las siguientes secciones.

### **10.1.1 Muestras que pasan el tamiz de 425 mm (No. 40)**

10.1.1.1 Cuando se pueda determinar mediante procedimientos visuales y manuales que la muestra tiene o no poco material retenido en un tamiz de 425  $\mu$ m (No. 40), se prepara una muestra de 150 g a 200 g, mezclando completamente el suelo con agua destilada o desmineralizada sobre la placa de vidrio utilizando la espátula. Si se desea, se puede remojar el suelo en un plato de almacenamiento con una pequeña cantidad de agua para ablandar el suelo antes de comenzar a mezclarlo. Se ajusta el contenido de agua del suelo para llevarlo a una consistencia que requiera de 25 a 35 golpes en el aparato de límite líquido para cerrar la ranura. (nota 5).

10.1.1.2 Si durante el mezclado se encuentra un pequeño porcentaje de material que quedaría retenido en el tamiz de 425  $\mu$ m (No.40), se debe retirar esas partículas con la mano, si es posible. Si no es práctico retirar manualmente el material más grueso, se remueve pequeños porcentajes (menos del 15 % aproximadamente) del material más grueso, pasando la muestra por el tamiz de 425  $\mu$ m (No. 40), usando un pedazo de lamina de caucho, tapón de caucho o cualquier otro utensilio adecuado, de tal manera que la operación no distorsione el tamiz o degrade el material que sería retenido si se hubiera empleado el método de lavado descrito en el numeral 10.1.2. Si se encuentran grandes porcentajes de material grueso durante la mezcla, o si no se considera práctico remover el material más grueso por los métodos descritos, se debe lavar la muestra como se describe en el numeral 10.1.2. Cuando las partículas gruesas que se encuentran durante el mezclado son concreciones, conchas u otras partículas frágiles, no se deben triturar para hacerlas a pasar por el tamiz de 425  $\mu$ m; simplemente se deben remover manualmente o por lavado.

10.1.1.3 Se debe colocar el suelo mezclado en el plato de almacenamiento y cubrirse para prevenir pérdida de humedad y se deja reposar por lo menos 16 h (durante la noche). Después del período de reposo e inmediatamente antes de comenzar el ensayo, se debe mezclar el suelo completamente de nuevo.

Nota 5. El tiempo necesario para mezclar adecuadamente un suelo varía dentro de límites muy amplios dependiendo de la plasticidad y del contenido inicial de agua. Puede necesitarse tiempos de mezclado inicial de más de 30 min para arcillas duras.

### **10.1.2 Muestras que contienen material retenido en un tamiz de 425 mm (No. 40)**

10.1.2.1 Se debe seleccionar una cantidad suficiente de suelo con su contenido natural de agua para obtener de 150 g a 200 g de material que pase el tamiz de 425  $\mu$ m, se debe colocar la muestra en un recipiente y agregarle suficiente agua hasta cubrir el suelo. Luego se deja humedecer hasta que todos los terrones se hayan ablandado y las partículas finas no se adhieran a la superficie de las partículas gruesas.

Nota 6. En algunos casos, los cationes de sales presentes en el agua de grifo pueden intercambiarse con los cationes naturales del suelo, alterando significativamente los resultados del ensayo, cuando ésta se utiliza en las

operaciones de humedecimiento y lavado. A menos que se sepa que tales cationes no se encuentran presentes en el agua de grifo, se debe utilizar agua destilada o desmineralizada. Como regla general, el agua que contenga más de 100 mg/l de sólidos disueltos, no se debe utilizar para operaciones de lavado.

10.1.2.2 Cuando la muestra contenga un alto porcentaje de material retenido en el tamiz de 425  $\mu$ m (No. 40), se debe realizar por partes las siguientes operaciones de lavado, lavando no más de 0,5 kg de material cada vez. Debe colocarse el tamiz de 425  $\mu$ m en el fondo del recipiente limpio y verter la mezcla de agua y suelo en el tamiz. Si se encuentran partículas de grava o de arena gruesa, se debe enjuagar tantas veces como sea posible con pequeñas cantidades de agua de una botella de lavado y luego descartarlas. Alternativamente se debe verter la mezcla de suelo y agua sobre un tamiz de 2 mm (No.10), ajustado sobre el tamiz de 425  $\mu$ m (No. 40), se debe lavar el material fino completamente y remover el tamiz de 2 mm (No. 10). Después de lavar y remover todo el material grueso que sea posible, se debe agregar suficiente agua al recipiente hasta que el nivel se encuentre aproximadamente 13 mm por encima de la superficie del tamiz de 425  $\mu$ m y agitar la mezcla con los dedos mientras levanta y baja el tamiz en el recipiente y gira la suspensión de tal manera que el material fino quede separado de las partículas más gruesas. Se debe desgregar los terrones de suelo fino que no se hayan desintegrado, frotándolos suavemente sobre el tamiz con la punta de los dedos. Luego se completa la operación de lavado, levantando el tamiz por encima de la superficie del agua y enjuagando el material retenido con una pequeña cantidad de agua limpia. Se debe descartar el material retenido en el tamiz de abertura de 425  $\mu$ m.

10.1.2.3 Se debe reducir el contenido de agua del material que pasa el tamiz de 425  $\mu$ m (No. 40) hasta que se aproxime al límite líquido. La reducción del contenido de agua puede realizarse por uno o combinación de los siguientes métodos:

- a) Exponiéndolo a corrientes de aire a temperatura ambiente.
  - b) Exponiéndolo a corrientes de aire caliente de una fuente, tal como un secador eléctrico de cabello.
  - c) Decantando el agua limpia de la superficie de la suspensión. d)
- Filtrándolo en un embudo o filtro
- e) Pasándolo por un colador o plato de yeso forrado, con alta capacidad de retención.

Si se usa un plato de yeso se debe cuidar que nunca este tan saturado como para dejar de absorber agua en su superficie. Entre un uso y otro los platos se deben secar muy bien.

Durante la evaporación y el enfriamiento, se debe agitar la muestra frecuentemente para prevenir el sobresecado de las márgenes y la formación de salientes de suelo en la superficie de la mezcla. Para las muestras de suelo que contengan sales solubles, se utiliza un método de reducción del agua (a ó b) que no elimine las sales solubles del espécimen con el ensayo.

10.1.2.4 Se debe mezclar completamente el material que pasa el tamiz de 425  $\mu$ m sobre la placa de vidrio, utilizando la espátula. Se ajusta el contenido de agua de la mezcla si es necesario, agregando

pequeñas cantidades de agua destilada o desmineralizada, o permitiendo que la mezcla se seque a la temperatura ambiente mientras se amasa sobre la placa de vidrio. El suelo debe quedar con un contenido de agua que dé lugar al cierre de la ranura con 25 a 35 golpes. Se coloca la mezcla de suelo en un recipiente, cúbralo para prevenir pérdidas de humedad y déjelo

reposar durante 16 h. Después de este período de reposo e inmediatamente antes de iniciar el ensayo, mezcle el suelo de nuevo completamente.

## **10.2 PREPARACIÓN SECA**

**10.2.1** Se selecciona una cantidad suficiente de suelo para obtener 150 g a 200 g de material que pase por el tamiz de 425  $\mu$ m después de procesado. Se seca la muestra a la temperatura ambiente o en un horno con una temperatura que no exceda los 60 °C hasta que los terrones de suelo se pulvericen fácilmente. La desintegración se agiliza si no se permite que la muestra se seque completamente. Sin embargo el suelo debe tener una apariencia seca cuando sea pulverizada.

**10.2.2** Se pulveriza la muestra en un mortero con una mano de mortero de punta de caucho, o cualquier otro método que no cause la rotura de los granos individuales. Cuando las partículas gruesas que se encuentran durante la pulverización sean concreciones, conchas u otras partículas frágiles, no se deben triturar estas partículas para hacerlas pasar por el tamiz de 425  $\mu$ m (No. 40); se remueven manualmente o por otro medio adecuado, tal como el lavado.

**10.2.3** Se separa la muestra sobre un tamiz de 425  $\mu$ m (No. 40), agitando el tamiz manualmente para asegurar una completa separación de la fracción fina. Se vuelva a colocar el material retenido en el tamiz de 425  $\mu$ m en el aparato pulverizador y se repiten las operaciones de pulverización y tamizado tantas veces como sea necesario para asegurar que todo el material fino sea desintegrado y el material retenido en el tamiz de 425  $\mu$ m consista solamente de granos individuales de arena o grava.

**10.2.4** Se coloca el material que queda sobre el tamiz de 425  $\mu$ m (No. 40) después de terminar las operaciones de pulverizado en un recipiente y se humedece en una pequeña cantidad de agua. Se agita la mezcla de agua y suelo y se vierte sobre un tamiz de 425  $\mu$ m recogiendo el agua y las partículas finas suspendidas en un recipiente. Se vierte esta suspensión en un recipiente que contenga el suelo previamente tamizado a través del tamiz de 425  $\mu$ m. Se descarta el material retenido en el tamiz.

**10.2.5** Se continúa el procedimiento como se describe en los numerales 10.1.2.3 y 10.1.2.4.

## **DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO POR EL MÉTODO MULTIPUNTO, MÉTODO A**

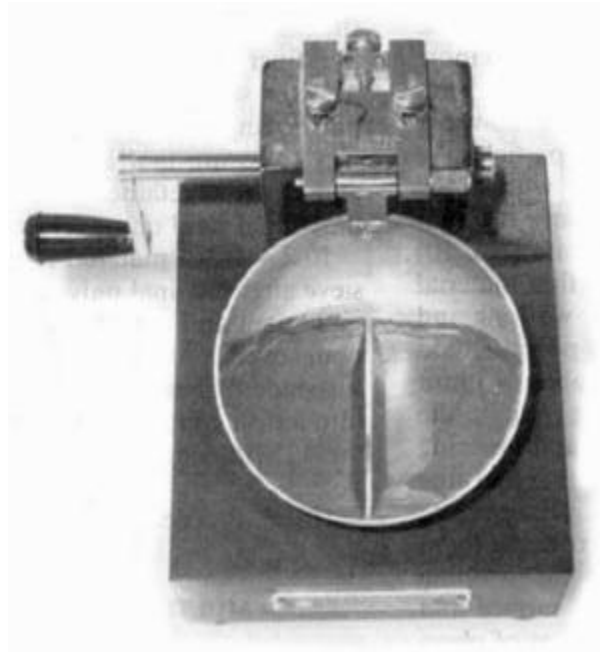
### **11. PROCEDIMIENTO**

**11.1** Se debe colocar una porción de suelo preparado en el recipiente del aparato de límite líquido en el punto donde el recipiente descansa sobre la base, se escurre y extiende en el recipiente a una profundidad de aproximadamente 10 mm en su punto más grueso, disminuyéndola gradualmente para formar una superficie aproximadamente horizontal. Tenga cuidado de eliminar las burbujas de aire de la masa del suelo pero conforme la masa con el mínimo de pasadas posibles. Se debe mantener el suelo no utilizado en un plato de almacenamiento cubierto con una toalla húmeda (o cualquier otro medio) para mantener la humedad de la muestra.

**11.2** Se debe hacer una ranura en la masa de suelo con el ranurador, con el extremo biselado hacia fuera, atravesando el suelo con una línea que una los puntos más alto y más bajo del borde del recipiente. Al hacer la ranura, se debe mantener el ranurador contra la superficie del recipiente y moverlo en forma de arco manteniendo el ranurador perpendicular a la superficie

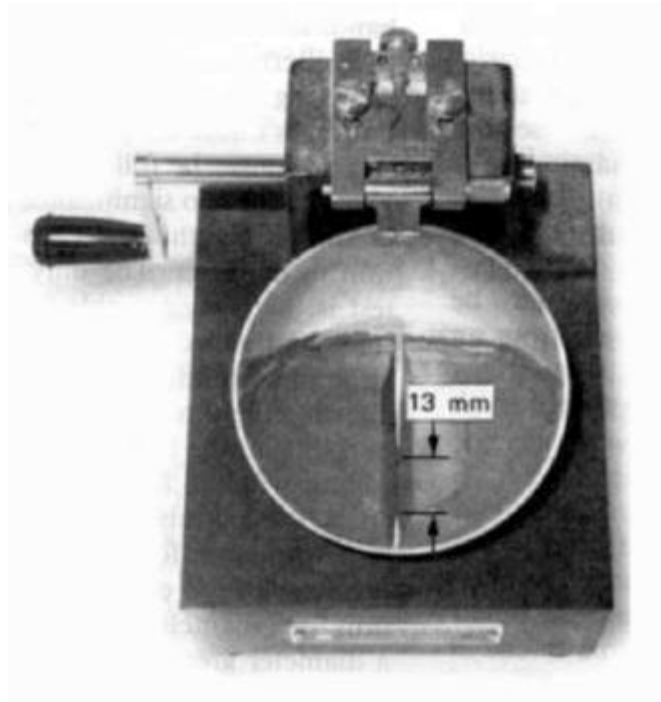
de la copa durante el movimiento. (Véase la Figura 5). En los suelos en los que no

se pueda hacer una ranura con un sólo movimiento sin romper el suelo, se hace la ranura con varias pasadas del ranurador. Alternativamente, se hace con una espátula la ranura hasta unas dimensiones ligeramente menores que las requeridas y se usa el ranurador para darle las dimensiones finales a la ranura. Se debe tener mucho cuidado para prevenir el deslizamiento de la masa de suelo con respecto a la superficie del recipiente.



**Figura 5. Masa de suelo en el aparato de límite líquido con la ranura hecha**

**11.3** Se debe verificar que no haya desmoronamiento de suelo en la base o en la superficie inferior del recipiente. Se levanta y se deja caer el recipiente girando la manivela a una tasa de 1,9 a 2,1 golpes por segundo hasta que las dos mitades de la masa de suelo queden en contacto en el fondo de la ranura a lo largo de una distancia de 13 mm. (Véase la Figura 6).



**Figura 6. Masa de suelo después de que se ha cerrado la ranura**

Nota 7. Se recomienda el uso de una escala para verificar que la ranura se ha cerrado 13 mm.

**11.4** Se verifica que una burbuja de aire no cause cierre prematuro de la ranura, observando que ambos lados de la ranura fluyan aproximadamente con la misma forma. Si una burbuja ha causado cierre prematuro de la ranura, se vuelve a amasar el suelo en el recipiente agregando una pequeña cantidad de suelo para compensar el suelo perdido en la operación de ranurado y se repiten las operaciones de los numerales 11.1 a 11.3. Si el suelo se desliza sobre la superficie del recipiente, se repiten las operaciones de los numerales 11.1 a 11.3. con un mayor contenido de agua. Si después de varios intentos sucesivos con mayores contenidos de agua, la masa de suelo continúa deslizándose en el recipiente, o si el número de golpes requeridos para cerrar la ranura es siempre menor de 25, se registra que el límite líquido no se puede determinar y se reporta el suelo como no plástico sin llevar a cabo el ensayo de límite plástico.

**11.5** Se registra el número de golpes, **N**, requerido para cerrar la ranura. Se Retira una tajada de suelo de aproximadamente el ancho de la espátula, extendiéndola se extiende de extremo a extremo de la masa de suelo en ángulo recto con la ranura y se incluye la porción de la ranura en la que el suelo fluyó hasta juntarse, se coloca en una cápsula y se cubre.

**11.6** Se devuelve el suelo restante en el recipiente, al plato de almacenamiento. Se lava y se seca el recipiente y el ranurador. Se vuelve a fijar el recipiente al bastidor para preparar el próximo ensayo.

**11.7** Se mezcla nuevamente toda la muestra de suelo que se tiene en el plato de almacenamiento, agregando agua destilada para aumentar el contenido de humedad del suelo y disminuir el número de golpes requerido para cerrar la ranura. Se repiten las operaciones descritas

en los numerales 11.1 hasta 11.6 en por lo menos dos intentos adicionales que produzcan sucesivamente menores números de golpes para cerrar la ranura. Uno de los

intentos debe ser para un cierre que requiera de 25 a 35 golpes, uno para un cierre entre 20 y 30 golpes y otro para un cierre que requiera de 15 a 25 golpes.

**11.8** Se determina el contenido de agua,  $w$ , de la muestra de suelo para cada uno de los intentos realizados de acuerdo con el método de ensayo descrito en la NTC 1495. Los pesos iniciales deben determinarse inmediatamente después de terminado el ensayo. Si el ensayo se interrumpe por más de 15 min, las muestras ya obtenidas con anterioridad se deben pesar en el tiempo de la interrupción.

## **12. CÁLCULOS**

**12.1** Se gráfica la relación entre el contenido de agua,  $w$ , y el correspondiente número de golpes,  $N$ , del recipiente, en un gráfico semilogarítmico con el contenido de agua en las ordenadas en escala aritmética y el número de golpes en las abscisas en escala logarítmica. Dibuje la línea recta que mejor se ajuste a tres o más puntos del gráfico.

**12.2** Se toma como límite líquido del suelo, el contenido de agua que corresponda a la intersección de la línea recta trazada con la abscisa de 25 golpes. El método gráfico puede ser sustituido por métodos numéricos para el ajuste de la recta a los datos del ensayo y así determinar el límite líquido.

### **DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO POR EL MÉTODO DE UN PUNTO, MÉTODO B**

## **13. PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS PARA EL ENSAYO**

**13.1** Se prepara la muestra en la forma descrita en el numeral 10, excepto que al mezclar el suelo y el agua, se debe ajustar el contenido de agua a una consistencia tal que requiera de 20 a 30 golpes del recipiente de límite líquido para cerrar la ranura.

## **14. PROCEDIMIENTO**

**14.1** Proceda de acuerdo con las instrucciones de los numerales 11.1 a 11.5 excepto que el número de golpes requerido para cerrar la ranura debe ser de 20 a 30 golpes. Si se necesitan menos de 20 golpes o más de 30 golpes, ajuste el contenido de agua del suelo y repita el procedimiento.

**14.2** Inmediatamente después de retirar la muestra para el contenido de humedad como se describe en el numeral 11.5, vuelva a acomodar el suelo en el recipiente, agregando una pequeña cantidad de suelo para reemplazar el suelo perdido en la ranura y en la determinación del contenido de humedad. Debe repetirse las operaciones descritas en los numerales 11.2 a 11.5 y si el segundo cierre de la ranura requiere el mismo número de golpes o no difiere en más de dos golpe, debe obtenerse otra muestra para determinar el contenido de agua. De lo contrario, se debe mezclar nuevamente toda la muestra y repetir el procedimiento.

Nota 8. Un secado excesivo o un mezclado inadecuado puede hacer variar el número de golpes.

**14.3** Se determina los contenidos de humedad de las muestras de acuerdo con el procedimiento descrito en el numeral 11.8.

**15. CÁLCULOS**

**15.1** Se determina el límite líquido para cada muestra utilizando una de las siguientes ecuaciones:

$$LL = w_n(N/25)^{0,121}$$

ó

$$LL = kw_n$$

Donde:

- $N$  = número de golpes que cierra la ranura al contenido de agua dado.
- $w_n$  = contenido de agua de la muestra.
- $K$  = factor obtenido de la Tabla 1.

**Tabla 1. Factores para obtener el límite líquido a partir del contenido de agua y el número de golpes cierran la ranura**

Número de golpes N	Factor para Límite líquido k
20	0,974
21	0,979
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014
29	1,018
30	1,022

El límite líquido es el promedio de los valores de límite líquido de dos ensayos.

**15.2** Si la diferencia entre los valores de límite líquido de dos ensayos es mayor de 1 %, se debe repetir el ensayo.

## DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO

### 16. PREPARACIÓN DE LA MUESTRA PARA EL ENSAYO

**16.1** Se selecciona una porción de 20 g de suelo del material preparado para el ensayo del límite líquido, ya sea después de la segunda mezcla antes del ensayo, o del suelo que quedó después de terminar el ensayo. Se disminuye el contenido de agua del suelo hasta una consistencia en la cual pueda ser enrollado sin que se pegue a las manos, extendiéndolo o mezclándolo continuamente sobre la lámina de vidrio o el recipiente de almacenamiento. El proceso de secado puede ser acelerado, exponiendo el suelo a una corriente de aire de un ventilador eléctrico o secándolo con papel que no agregue ninguna fibra al suelo como un papel de toallas de superficie dura, o un papel de filtro de alta resistencia en húmedo.

### 17. PROCEDIMIENTO

**17.1** De los 20 g de suelo se selecciona una porción de 1,5 g a 2,0 g. Se amasa la muestra hasta darle una forma elipsoidal. Se enrolla la masa entre la palma de las manos o los dedos y la placa de vidrio, con una presión apenas suficiente para enrollar la masa formando cilindros de diámetro uniforme en toda su longitud (véase la nota 9). Los cilindros de suelo formados en cada pasada deben ser de tal forma que alcancen un diámetro de 3,2 mm en no más de 2 min (véase la nota 10). La presión de la mano o de los dedos requerida varía de acuerdo con el tipo de suelo. Los suelos frágiles de baja plasticidad se enrollan mejor bajo el borde exterior de la palma de la mano o en la base del dedo pulgar.

Notas:

- 9) Una velocidad normal de enrollado para la mayoría de los suelos es de 80 a 90 pasadas por minuto, contando una pasada como un movimiento completo de la mano hacia adelante y hacia atrás hasta la posición inicial. Esta velocidad de amasado puede disminuir para suelos muy frágiles.
- 10) Una varilla o un tubo de 3,2 mm (1/8 pulgadas) de diámetro es útil para la comparación con el cilindro de suelo, y así determinar cuando ha alcanzado el diámetro adecuado.

**17.1.1** Cuando el diámetro del cilindro llegue a 3,2 mm, se debe romper en varios pedazos. Se juntan los trozos y se amasan entre el dedo pulgar y el dedo índice de cada mano, formando nuevamente una masa elipsoidal y se vuelven a preparar los cilindros. Continúe esta operación hasta conseguir un cilindro de 3,2 mm de diámetro, y luego juntando, amasando y volviendo a enrollar hasta que el cilindro se desmorone bajo la presión requerida para el enrollado y el suelo no pueda ser enrollado en cilindros de 3,2 mm (véase la Figura 7). No tiene importancia si el cilindro se rompe en trozos de longitud más pequeña. Enrolle cada uno de esos trozos más pequeños hasta llevarlos a 3,2 mm de diámetro. El único requerimiento para continuar el ensayo es que se puedan volver a amasar en una masa elipsoidal y enrollar nuevamente. El operador nunca debe intentar producir una falla en exactamente 3,2 mm de diámetro, por permitir que el cilindro alcance 3,2 mm y reducir luego la velocidad de enrollado o la presión de la mano, o ambos, mientras continúa el enrollado sin deformación adicional hasta que el cilindro se desintegre. Es permisible, sin embargo, reducir la cantidad total de deformación para los suelos débilmente plásticos, haciendo que el diámetro inicial de la masa elipsoidal se aproxime al diámetro final requerido de 3,2 mm. Si el desmoronamiento ocurre cuando el cilindro de suelo tiene un diámetro mayor de 3,2 mm, esto se debe considerar un punto final satisfactorio, siempre y cuando el

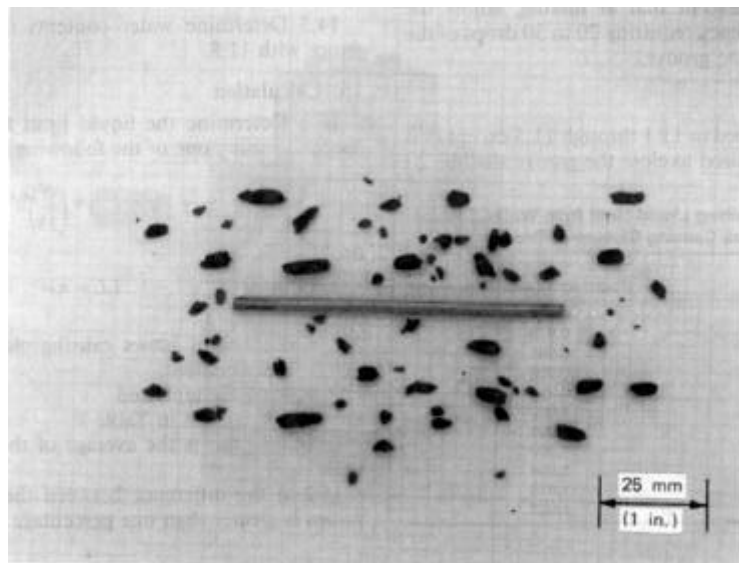
suelo haya sido previamente enrollado en un cilindro de 3,2 mm de diámetro. El desmoronamiento del cilindro de suelo se manifiesta de manera diferente en los varios tipos de suelo. Algunos suelos se desintegran en numerosas partículas pequeñas, otros

pueden formar una capa tubular externa que comienza a partirse en ambos extremos. El agrietamiento progresa hacia la mitad y finalmente el cilindro de suelo se desintegra en muchas partículas laminares pequeñas. Los suelos arcillosos plásticos requieren mucha presión para formar el cilindro de suelo, sobre todo a medida que se aproximan al límite plástico. En estos suelos, el cilindro se rompe en una serie de segmentos en forma de barril de 3,2 mm a 9,5 mm de longitud aproximadamente.

**17.2** Se juntan las porciones del cilindro desmoronado y colóquelas en una cápsula, inmediatamente cubra el recipiente.

**17.3** Se selecciona otra porción de 1,5 g a 2,0 g de la muestra original de suelo de 20 g y se repiten las operaciones descritas en los numerales 17.1 y 17.2 hasta que el recipiente tenga al menos 6 g de suelo.

**17.4** Se repite las operaciones descritas en los numerales 17.1 a 17.3 para hacer que otro recipiente contenga al menos 6 g de adicionales suelo. Se determina el contenido de humedad del suelo en los recipientes, siguiendo el método de ensayo descrito en la NTC 1495.



**Figura 7. Cilindro de arcilla en el límite plástico**

## **18. CÁLCULOS**

**18.1** Se calcula el promedio de los dos contenidos de humedad. Se repite el ensayo si la diferencia entre los dos contenidos de humedad es mayor que el intervalo aceptable para dos resultados, de acuerdo con la Tabla 2 para la precisión de un operador único. El límite plástico es el promedio de los dos contenidos de agua.

**Tabla 2. Tabla de estimativos de precisión<sup>A</sup>**

<b>Tipo de Índice</b>	<b>Desviación estándar<sup>B</sup></b>	<b>Intervalo aceptable de dos resultados</b>
Precisión de operador único		
Límite líquido	0,8	2,4
Límite plástico	0,9	2,6
Precisión de multilaboratorio		
Límite líquido	3,5	9,9
Límite plástico	3,7	10,6

<sup>A</sup>. Las cifras dadas en la columna dos son las desviaciones estándar que se han encontrado apropiadas para los resultados del ensayo descrito en la columna 1. Las cifras dadas en la columna tres son los límites que no deben ser excedidos por la diferencia entre dos ensayos realizados correctamente.

<sup>B</sup>. Estos números se presentan respectivamente los límites 1S y D2S, tal como se describen en la norma ASTM C670.

## ÍNDICE DE PLASTICIDAD

### 19. CÁLCULOS

**19.1** Calcule el índice de plasticidad a partir de los límites líquido y plástico, así:

$$IP = LL-LP$$

Donde:

*LL* = límite líquido

*LP* = límite plástico

**19.2** Tanto el límite líquido como el límite plástico son números enteros. Si el límite líquido o el límite plástico no se pueden determinar o si el límite plástico es igual o mayor que el límite líquido, se reporta el suelo como no plástico, NP.

### 20. INFORME

**20.1** Presente la siguiente información:

**20.1.1** La identificación de la muestra.

**20.1.2** Cualquier proceso especial de selección de la muestra, tal como la remoción de lentes de arena de la muestra inalterada.

**20.1.3** Se reporta la muestra como seca al aire si la muestra fue secada al aire antes o durante la preparación.

**20.1.4** El límite líquido, el límite plástico y el índice de plasticidad aproximado al número entero más cercano, omitiendo la indicación de porcentaje. Si los ensayos de límite líquido o límite plástico no se pueden realizar, o si el límite plástico es mayor o igual que el límite líquido, se reporta el suelo como no plástico (NP).

**20.1.5** El estimativo del porcentaje retenido de la muestra en el tamiz de 425  $\mu$ m (No. 40).

**20.1.6** El procedimiento con el cual fue obtenido el límite líquido, si éste difiere del método multipunto (Método A).

## **21. PRECISIÓN Y SESGO**

### **21.1 PRECISIÓN**

Los criterios para juzgar la aceptabilidad de los resultados de los ensayos de límite líquido y límite plástico de un material obtenidos mediante este método de ensayo, se dan en la Tabla 2. Los estimativos de precisión se basan en los resultados de un estudio interlaboratorios que incluyó 11 laboratorios que realizaron el método multipunto (Método A) sobre tres réplicas de muestras de suelo con un límite líquido de 64 y un límite plástico de 22.

### **21.2 SESGO**

No hay un valor de referencia aceptable para este método, en consecuencia no se puede determinar el sesgo.

## **22. DESCRIPTORES**

**22.1** Actividad, Índice de plasticidad, límites de Atterberg, límite líquido, límite plástico,.

### **DOCUMENTO DE REFERENCIA**

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Test Method for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. West Conshohocken, 1995, 11 p, 7 il (ASTM D 4318).

**ANEXO O**

**ENSAYO PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL  
DE LOS SUELOS**

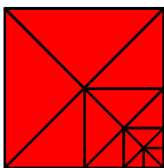
# NORMA TÉCNICA COLOMBIANA

**NTC  
1967**

2000-03-15

---

## **SUELOS. MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL DE LOS SUELOS.**



MINISTERIO DE DESARROLLO ECONOMICO

E: SOILS. TEST METHOD FOR ONE-DIMENSIONAL  
CONSOLIDATION PROPERTIES OF SOILS

---

CORRESPONDENCIA: esta norma es equivalente (EQV) a su  
documento de referencia la norma ASTM  
D2435-96

---

DESCRIPTORES: suelo, ensayo, consolidación  
unidimensional.

---

I.C.S.: 13.080.00

---

Editada por el Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC)  
Apartado 14237 Bogotá, D.C. - Tel. 6078888 - Fax 2221435

---

Prohibida su reproducción

Primera actualización

## PRÓLOGO

El Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación, **ICONTEC**, es el organismo nacional de normalización, según el Decreto 2269 de 1993.

**ICONTEC** es una entidad de carácter privado, sin ánimo de lucro, cuya Misión es fundamental para brindar soporte y desarrollo al productor y protección al consumidor. Colabora con el sector gubernamental y apoya al sector privado del país, para lograr ventajas competitivas en los mercados interno y externo.

La representación de todos los sectores involucrados en el proceso de Normalización Técnica está garantizada por los Comités Técnicos y el período de Consulta Pública, este último caracterizado por la participación del público en general.

La NTC 1967 (Primera actualización) fue ratificada por el Consejo Directivo del 2000-03-15.

Esta norma está sujeta a ser actualizada permanentemente con el objeto de que responda en todo momento a las necesidades y exigencias actuales.

En Consulta Pública el Proyecto se puso a consideración de las siguientes empresas, que pertenecen al Comité 369905 Propiedades físicas de los suelos.

EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN  
ESCUELA DE INGENIERÍA DE  
ANTIOQUIA  
J.G.V. & CO. LTDA.  
MEJÍA VILLEGAS LTDA.  
POLITECNICO COLOMBIANO JAIME  
ISAZA CADAVID

SOCIEDAD COLOMBIANA DE  
GEOTECNIA  
UNIVERSIDAD EAFIT  
UNIVERSIDAD NACIONAL - MEDELLÍN

**ICONTEC** cuenta con un Centro de Información que pone a disposición de los interesados normas internacionales, regionales y nacionales.

**DIRECCIÓN DE NORMALIZACIÓN**

**SUELOS.  
MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR  
LAS PROPIEDADES DE CONSOLIDACIÓN  
UNIDIMENSIONAL DE LOS SUELOS.**

**1. OBJETO**

**1.1** Esta norma establece procedimientos para determinar la magnitud y la velocidad de consolidación de un suelo, cuando este se confina lateralmente y drena axialmente, mientras se somete a carga con esfuerzo controlado, aplicada en incrementos graduales. Se dan dos procedimientos alternativos:

**1.1.1 Método de ensayo A**

Este método se lleva a cabo con incremento de carga constante durante 24 h, o múltiplos de este tiempo. Se requieren lecturas de tiempo y deformación, mínimo cada dos incrementos de carga.

**1.1.2 Método de ensayo B**

Se requieren lecturas de tiempo y deformación en todos los incrementos de carga. Se aplican incrementos de carga sucesivos después de alcanzar el 100 % de consolidación primaria, o de incrementos constantes de tiempo, tal como se describe en el método de ensayo A.

Nota 1. La determinación de la velocidad y la magnitud de la consolidación de un suelo cuando se somete a carga con deformación controlada, se trata en la norma ASTM D 4186.

**1.2** Este método de ensayo se realiza comúnmente sobre muestras inalteradas de suelos de grano fino, sedimentados naturalmente en agua. Sin embargo, el procedimiento básico de ensayo también es aplicable a especímenes de suelos compactados y a muestras inalteradas de suelos formados por otros procesos tales como meteorización o alteración química. Las técnicas de evaluación especificadas en este método de ensayo son aplicables generalmente a suelos sedimentados naturalmente en agua. Los ensayos ejecutados sobre otros suelos, tales como suelos compactados y suelos residuales (meteorizados o alterados químicamente), pueden requerir técnicas especiales de evaluación.

**1.3** Debe ser responsabilidad de la entidad que solicita este ensayo, especificar la magnitud y la secuencia de cada incremento de carga, incluyendo la ubicación de un ciclo de rebote, si se requiere, y para el método de ensayo A, los incrementos de carga para los cuales se desean lecturas de tiempo y deformación.

Nota 2. Las lecturas de tiempo y deformación se requieren para determinar el tiempo necesario para llevar a cabo la consolidación primaria completa y para evaluar el coeficiente de consolidación,  $C_v$ . Puesto que  $C_v$  varía con el nivel de esfuerzo y el incremento de carga (en carga o descarga), los incrementos de carga y las lecturas de tiempo se deben seleccionar con referencia específica al proyecto individual. Como alternativa, la entidad solicitante puede especificar el método de ensayo B, en donde se toman lecturas de tiempo y deformación en todos los incrementos de carga.

**1.4** Los valores dados en unidades del SI se deben considerar como los normalizados. Los valores en unidades libra-pulgada son aproximados y se dan como guía solamente. El reporte de los resultados del ensayo en unidades diferentes a las del SI no se debe considerar como inconformidad con esta norma.

**1.4.1** En ingeniería es práctica habitual usar en forma intercambiable, unidades que representan tanto masa como fuerza, a menos que hayan involucrados cálculos dinámicos ( $F = Ma$ ). Esto combina implícitamente dos sistemas separados de unidades, es decir, el sistema absoluto y el sistema gravimétrico. Científicamente no es recomendable combinar dos sistemas separados en una sola norma. Esta norma se ha escrito en unidades del SI; sin embargo, las conversiones a libra-pulgada se dan en el sistema gravimétrico, en donde la libra (lbf) representa una unidad de fuerza (peso). El uso de balanzas que registran libras de masa (lbm), o el registro de la densidad en libra/pies<sup>3</sup> no se debe considerar como no conformidad con esta norma.

**1.5** Esta norma no pretende considerar todos los problemas de seguridad, si los hay, asociados con su uso. Es responsabilidad del usuario de esta norma establecer las prácticas adecuadas de salud y seguridad y determinar la aplicación de las limitaciones regulatorias antes de su uso.

## **2. NORMAS QUE DEBEN CONSULTARSE**

Las siguientes normas contienen disposiciones que, mediante la referencia dentro de este texto, constituyen la integridad del mismo. En el momento de la publicación eran válidas las ediciones indicadas. Todas las normas están sujetas a actualización; los participantes, mediante acuerdos basados en esta norma, deben investigar la posibilidad de aplicar la última versión de las normas mencionadas a continuación.

NTC 1495: 19979; Suelos. Ensayo para determinar el contenido de humedad.

NTC 1504: 1979; Suelos. Clasificación para propósitos de ingeniería.

NTC 1522: 1979; Suelos. Ensayo para determinar la granulometría por tamizado.

NTC 2121: 1986; Ingeniería civil y arquitectura. Suelos. Obtención de muestras para probetas de ensayo. Método para tubos de pared delgada.

NTC 4630: 1999; Ingeniería civil y arquitectura. Suelos. Método de ensayo para la determinación del límite plástico y del índice de plasticidad de los suelos cohesivos.

ASTM D 653 Terminology Relating to Soil, Rock and Contained Fluids.

ASTM D 854 Test Method for Specific Gravity of Soils.

ASTM D 2488 Practice for Description and Identification of Soils (Visual-Manual Procedure).

ASTM D 3550 Practice for Ring-Lined Barrel Sampling of Soils.

ASTM D 3740 Practice for Minimum Requirements for Agencies Engaged in the Testing or Inspection, or both, of Soil and Rock as Used in Engineering Design and Construction.

ASTM D 4186 Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Controlled-Strain Loading.

ASTM D 4220 Practice for Preserving and Transporting Soil Samples.

ASTM D 4452 Methods for X-Ray Radiography of Soil Samples.

ASTM D 4546 Test Methods for One-Dimensional Swell or Settlement Potential of Cohesive Soils.

**Tabla 1. Resumen del ensayo de consolidación**

**Índice de vacíos e información sobre deformación**

$H_o$  = 19,050 mm

$H_s$  = 8, 538 mm

Incremento de carga (kPa)	$d_r$ corregido (mm)	SDH (mm)	$e$ SDH/ $H_o$ (%)	H ( $H_o$ -SDH) (mm)	$e$ (H - $H_s$ )/ $H_s$ (%)
Inicial	5,3300	0	0	19,0500	1,231
5	5,3012	0,0288	0,15	19,0212	1,228
10	5,2743	0,0557	0,29	18,9943	1,225
20	5,2167	0,1133	0,59	18,9367	1,218
40	5,1161	0,2139	1,12	18,8361	1,206
80	4,9433	0,3867	2,03	18,6633	1,186
160	4,4740	0,8560	4,49	18,1940	1,131
320	2,9804	2,3496	12,33	16,7004	0,956
640	1,8908	3,4392	18,05	15,6108	0,828
1280	0,9860	4,3440	22,80	14,7060	0,722
320	1,0747	4,2553	22,34	14,7947	0,733
80	1,4000	3,9300	20,63	15,1200	0,771
20	1,8169	3,5131	18,44	15,5369	0,820
5	2,2319	3,0981	16,26	15,9519	0,868

**Coefficiente de consolidación,  $C_v$**

$D_{50}$ corregido (mm)	SDH (mm)	$e_{50}$ (%)	$H_{50}$ (mm)	$e_{50}$	$t_{50}$ (s)	$C_v$ ( $mm^2/s$ )
5,0604	0,2696	1,42	18,780	1,200	52	$3,34 \times 10^{-1}$
4,7945	0,5355	2,81	18,515	1,169	144	$1,17 \times 10^{-1}$
3,7861	1,5439	8,10	17,506	1,050	516	$2,93 \times 10^{-2}$
2,4983	2,8317	14,86	16,218	0,900	282	$4,59 \times 10^{-2}$

1,5077	3,8223	20,06	15,228	0,784	156	$7,32 \times 10^{-2}$
--------	--------	-------	--------	-------	-----	-----------------------

### **3. TERMINOLOGÍA**

#### **3.1 DEFINICIONES**

Las definiciones de los términos usados en esta norma deben estar de acuerdo con las de la norma ASTM D 653.

### **4. RESUMEN DE ESTE MÉTODO DE ENSAYO**

**4.1** En este método de ensayo una muestra de suelo se confina lateralmente y se carga axialmente con incrementos de esfuerzos totales. Cada incremento de esfuerzo se mantiene hasta que el exceso de presiones del agua de poros se disipe completamente. Durante el proceso de consolidación se hacen mediciones del cambio de altura de la muestra y esos datos se usan para determinar la relación entre el esfuerzo efectivo y la relación de vacíos o deformación, y la velocidad a la cual puede ocurrir la consolidación, mediante la evaluación del coeficiente de consolidación.

### **5. IMPORTANCIA Y USO**

**5.1** Los datos del ensayo de consolidación se usan para estimar la magnitud y la velocidad del asentamiento diferencial y total de una estructura o terraplén. Los estimados de este tipo son de importancia vital en el diseño de estructuras en ingeniería y para la evaluación de su desempeño.

**5.2** Los resultados de los ensayos se pueden ver afectados en gran medida por la alteración de la muestra. Para reducir al mínimo la alteración, se requiere una selección y preparación cuidadosa de los especímenes.

Nota 3. A pesar de las declaraciones de precisión y desviación contenidas en esta norma, la precisión de este método de ensayo depende de la competencia del personal que realiza el ensayo y de la conveniencia del equipo y las instalaciones utilizadas. Las agencias que cumplen los criterios de la norma ASTM D 3740 generalmente se consideran capaces de realizar ensayos competentes y objetivos. Se advierte a los usuarios de esta norma que la conformidad con la norma ASTM D 3740 no garantiza la realización de ensayos confiables. La confiabilidad del ensayo depende de muchos factores. La norma ASTM D 3740 proporciona un medio de evaluación de algunos de esos factores.

**5.3** Los resultados del ensayo de consolidación dependen de la magnitud de los incrementos de carga. Tradicionalmente, la carga se duplica para cada incremento, lo que da como resultado una razón de incremento de carga de 1. Para muestras inalteradas, este procedimiento de carga ha suministrado datos a partir de los cuales los estimados de la presión de preconsolidación o máxima presión a la que estuvo previamente consolidada la muestra, se puede comparar directamente con mediciones de campo, usando técnicas de evaluación establecidas. Se pueden usar otros programas de carga para modelar condiciones particulares de campo o para cumplir requisitos especiales. Por ejemplo, puede ser recomendable saturar y cargar el espécimen de acuerdo con el patrón de humedad o de carga esperado en campo, con el fin de simular mejor la respuesta. Pueden ser recomendables relaciones de incremento de carga menores que las estándar, para suelos que son muy sensibles o para aquellos cuya respuesta depende considerablemente de la tasa de deformación. El método de ensayo especificado para estimar la presión de preconsolidación proporciona una técnica simple para verificar que se haga una serie de lecturas de tiempo después de la presión de preconsolidación. Existen muchas otras técnicas

de evaluación que pueden dar diferentes

estimativos de la presión de preconsolidación. Por lo tanto, la entidad solicitante puede especificar una técnica alterna para estimar la presión de preconsolidación.

**5.4** Los resultados del ensayo de consolidación dependen de la duración de cada incremento de carga. Tradicionalmente, la duración de la carga es la misma para cada incremento y es de 24 h. Para algunos suelos, la velocidad de consolidación es tal, que para que haya consolidación completa (disipación del exceso de presión de poros) se requieren más de 24 h. El aparato de uso general no tiene dispositivos para la verificación formal de la disipación de presión de poros. Es necesario usar una técnica de interpretación que permita determinar indirectamente que la consolidación está completa. Este método de ensayo especifica dos técnicas. Sin embargo, la entidad solicitante puede especificar una técnica alternativa, sin que se vea afectada su conformidad con esta norma.

**5.5** El aparato de uso general para este método de ensayo no tiene dispositivos para verificar la saturación. La mayoría de las muestras inalteradas tomadas de debajo de la capa freática estarán saturadas. Sin embargo, la tasa del tiempo de deformación es muy sensible al grado de saturación, por lo tanto se debe tener cuidado en relación con los estimativos de duración de los asentamientos cuando prevalecen condiciones de saturación parcial. El grado en el cual la saturación parcial influye en los resultados del ensayo puede ser parte de la evaluación de ensayo y puede incluir la aplicación de modelos teóricos diferentes de la teoría de consolidación convencional. Como alternativa, el ensayo se puede realizar utilizando un aparato equipado para saturar el espécimen.

**5.6** Este método de ensayo emplea la teoría de consolidación convencional basada en la ecuación de consolidación de Terzaghi, para calcular el coeficiente de consolidación,  $c_v$ . El análisis se basa en las siguientes suposiciones:

**5.6.1** El suelo está saturado y tiene propiedades homogéneas.

**5.6.2** El flujo del agua de los poros es en dirección vertical.

**5.6.3** La compresibilidad de las partículas de suelo y del agua de los poros es despreciable en comparación con la compresibilidad del esqueleto del suelo.

**5.6.4** La relación esfuerzo-deformación es lineal durante el incremento de carga.

**5.6.5** La relación entre la permeabilidad del suelo y la compresibilidad del mismo es una constante durante el incremento de carga, y

**5.6.6** Se aplica la Ley de Darcy para el flujo a través de un medio poroso.

## **6. APARATOS**

### **6.1 DISPOSITIVO DE CARGA**

Dispositivo adecuado para aplicar cargas verticales o esfuerzos totales al espécimen. Debe ser apropiado para mantener las cargas especificadas durante largos períodos, con una precisión de  $\pm 0,5$  % de la carga aplicada y debe permitir la aplicación rápida de un incremento de carga dado, sin que se produzca impacto significativo.

Nota 4. La aplicación de la carga se debe completar generalmente en un tiempo correspondiente a  $0,01 t_{100}$  ó menos. Para suelos en los que la consolidación primaria se completa en 3 min, la aplicación de la carga debe ser en menos de 2 s.

## **6.2 CONSOLIDÓMETRO**

Dispositivo para sostener el espécimen en un anillo que se encuentra fijo a la base o flotante (soportado por la fricción en la periferia del espécimen) con discos porosos en cada cara del espécimen. El diámetro interno del anillo se debe determinar con una tolerancia de 0,075 mm (0,003 pulgadas). El consolidómetro también debe brindar un medio para sumergir el espécimen, para transmitir la carga vertical concéntrica a los discos porosos y para medir el cambio de altura del espécimen.

**6.2.1** Diámetro mínimo del espécimen. Debe ser mínimo de 50 mm (2,00 pulgadas).

**6.2.2** Altura mínima del espécimen. La altura inicial del espécimen debe ser mínimo de 12 mm (0,5 pulgadas), pero no debe ser menor de 10 veces el diámetro de la partícula mayor.

Nota 5. Si se encuentran partículas grandes en el espécimen después del ensayo, en el reporte se debe incluir la observación visual o los resultados de un análisis de tamaño de partículas de acuerdo con la norma NTC 1522 (excepto que el requisito del tamaño mínimo de la muestra se deba descartar).

**6.2.3** Relación mínima diámetro-altura del espécimen. Esta relación debe ser mínima de 2,5.

Nota 6. Se recomienda el uso de diámetro relacionado con alturas mayores. Para reducir al mínimo los efectos de la fricción entre los lados del espécimen y el anillo, es preferible una relación diámetro a altura mayor de 4.

**6.2.4** Rigidez del anillo que contiene el espécimen. La rigidez del anillo debe ser tal, que bajo condiciones de esfuerzo hidrostático en el espécimen, el cambio en el diámetro del anillo no exceda de 0,03 % del diámetro bajo la mayor carga aplicada.

**6.2.5** Material del anillo que contiene el espécimen. El anillo se debe fabricar de un material que no sea corrosivo en relación con el suelo ensayado. La superficie interior debe ser muy pulida o debe estar recubierta con un material de baja fricción. Se recomienda usar grasa de silicona o bisulfuro de molibdeno; para suelos no arenosos se recomienda el politetrafluoroetileno.

## **6.3 DISCOS POROSOS**

Los discos porosos deben ser de carburo de silicio, óxido de aluminio o un material no corrosivo similar. El grado de los discos debe ser lo suficientemente fino para evitar la intrusión de suelo a los poros. Si es necesario, se puede usar papel de filtro (véase la Nota 7) para evitar la intrusión de suelo en los poros; sin embargo, la permeabilidad de los discos y del papel de filtro, si se usa, debe ser al menos de un orden de magnitud mayor a la del espécimen.

Nota 7. Se ha encontrado que el papel de filtro Whatman No. 54 cumple los requisitos de permeabilidad y durabilidad.

### **6.3.1 Diámetro**

El diámetro del disco superior debe tener de 0,2 mm a 0,5 mm (0,01 pulgadas a 0,02 pulgadas) menos que el diámetro interno del anillo. Si se usa un anillo flotante, el disco inferior debe tener el mismo diámetro que el superior.

Nota 8. Se recomienda el uso de discos ahusados, con el diámetro más grande en contacto con el suelo.

### **6.3.2 Espesor**

El espesor de los discos debe ser suficiente para evitar que se quiebren. El disco superior se debe cargar a través de una placa resistente a la corrosión, de suficiente rigidez para evitar la rotura del disco.

### **6.3.3 Mantenimiento**

Los discos deben estar limpios y libres de grietas, astillas y deben ser uniformes. Antes de usar los discos porosos nuevos, es conveniente hervirlos al menos durante 10 min y dejarlos enfriar en agua a temperatura ambiente. Inmediatamente después de cada uso, se deben limpiar con un cepillo no abrasivo y hervir para remover las partículas de suelo que puedan reducir su permeabilidad. Entre ensayos, se recomienda almacenar los discos porosos en un recipiente con agua desaireada.

## **6.4 DISPOSITIVO PARA DESBASTAR EL ESPÉCIMEN**

Para desbastar el espécimen al diámetro interno del consolidómetro con un mínimo de distorsión, se puede usar una placa de recorte giratoria, o un anillo de corte cilíndrico. Un cortador con el mismo diámetro interno del anillo que contiene el espécimen se puede colocar o integrar al anillo. El cortador debe tener un borde afilado, una superficie muy pulida y debe estar recubierto con un material de baja fricción. Como alternativa, se puede usar una placa de corte giratoria o un torno de desbaste. La herramienta de corte debe estar apropiadamente alineada para obtener un espécimen del mismo diámetro del anillo.

## **6.5 INDICADOR DE DEFORMACIÓN**

Adecuado para medir el cambio de altura del espécimen, y capaz de dar lecturas de 0,002 5 mm (0,000 1 pulgadas).

## **6.6 EQUIPO VARIADO**

Este equipo incluye un dispositivo temporizador capaz de dar lecturas de 1 s, agua destilada o desmineralizada, espátulas, cuchillos y sierras de alambre, elementos usados en la preparación del espécimen.

## **6.7 BALANZAS**

Deben estar de acuerdo con las descritas en la NTC 1495.

## **6.8 HORNO DE SECADO**

Debe estar de acuerdo con el descrito en la NTC 1495.

## **6.9 RECIPIENTES PARA AGUA**

Deben estar de acuerdo con los descritos en la NTC 1495.

## **6.10 AMBIENTE**

Los ensayos se deben llevar a cabo en un ambiente en donde las fluctuaciones de temperatura sean menores de  $\pm 4$  °C ( $\pm 7$  °F) y no haya exposición directa a la luz solar.

## **7. CALIBRACIÓN**

**7.1** Las deformaciones verticales medidas se deben corregir en relación con la flexibilidad del aparato, cada vez que la corrección en la calibración determinada en el numeral 7.4 exceda el 5 % de la deformación medida y en todos los ensayos en donde se usen discos de papel de filtro.

**7.2** En lugar de la muestra se ensambla el consolidómetro con un disco de cobre o de acero duro de aproximadamente la misma altura del espécimen de ensayo y de 1 mm menos que el diámetro del anillo. Se humedecen los discos porosos. Si se van a usar papeles de filtro (véase el numeral 6.3), es conveniente humedecerlos y dejar transcurrir suficiente tiempo (mínimo 2 min) para extraer la humedad de ellos durante cada incremento del proceso de calibración.

**7.3** El consolidómetro se carga y descarga al igual que en el ensayo, y se mide la deformación para cada carga aplicada. Cuando se usan papeles de filtro, es imperativo que la calibración se realice siguiendo el programa exacto de carga y descarga que se va a usar. Esto debido a las características de deformación inelásticas del papel de filtro. La recalibración para los ensayos sin papel de filtro necesita hacerse solamente una vez al año, o después de reemplazar y reensamblar los componentes del aparato.

**7.4** Para cada carga aplicada, se trazan o tabulan las correcciones que se van a aplicar a la deformación medida del espécimen de ensayo. Obsérvese que el disco de metal también se deformará; sin embargo, la corrección debida a esta deformación será despreciable para casi todos los suelos, excepto los extremadamente duros. Si es necesario, la compresión del disco metálico se puede calcular y aplicar a las correcciones.

## **8. MUESTREO**

**8.1** Las normas NTC 2121 y ASTM D 3550 establecen los procedimientos y los aparatos que se pueden usar para obtener muestras inalteradas generalmente satisfactorias para los ensayos. También es posible recortar especímenes de muestras inalteradas tipo bloque preparadas y selladas en campo. Finalmente, se pueden preparar especímenes remoldeados a partir de la masa suministrada, a las condiciones de densidad y humedad estipuladas por la entidad que solicita el ensayo.

**8.2** Las muestras inalteradas destinadas para el ensayo de acuerdo con la presente norma se deben preservar, manipular y transportar de acuerdo con las prácticas para las muestras de los grupos C y D de la norma ASTM D 4220. Es conveniente manejar y transportar las muestras a granel para especímenes remoldeados, de acuerdo con la practica para muestras del grupo B.

### **8.3 ALMACENAMIENTO**

El almacenamiento de las muestras selladas no debe permitir pérdida de humedad durante el mismo; es decir, que no haya evidencia de contracción o secado parcial de los extremos de las muestras. Se recomienda reducir al mínimo el tiempo de almacenamiento, particularmente cuando se espera que el suelo o la humedad de éste reaccionen con los tubos de muestreo.

**8.4** La calidad de los resultados del ensayo de consolidación disminuye considerablemente con la alteración de la muestra. Es conveniente reconocer que ningún procedimiento de muestreo puede asegurar completamente muestras inalteradas. Por lo tanto, en la selección de los especímenes de ensayo es esencial un examen cuidadoso de la muestra.

Nota 9. El examen de la alteración de la muestra, piedras u otras inclusiones, así como la ubicación en el espécimen se facilita en gran medida con el uso de rayos X a las muestras (véase la norma ASTM 4452).

### **9. PREPARACIÓN DEL ESPÉCIMEN**

**9.1** Es conveniente tomar todas las precauciones posibles para reducir al mínimo la alteración del suelo o los cambios de humedad y la densidad durante la preparación del espécimen. Se debe evitar vibración, distorsión y compresión.

**9.2** Los especímenes de ensayo se deben preparar en un ambiente en donde se reduzca al mínimo el cambio de humedad del suelo.

Nota 10. Para este propósito normalmente se usa un ambiente con humedad alta.

**9.3** Se recorta el espécimen y se inserta en el anillo de consolidación. Cuando los especímenes provienen de suelo inalterado, obtenidos usando tubos de muestreo, el diámetro interno del tubo debe ser al menos 5 mm (0,25 pulgadas) mayor que el diámetro interno del anillo de consolidación, excepto como se establece en los numerales 9.4 y 9.5. Se recomienda usar una placa de recorte giratoria o un anillo de corte cilíndrico, para cortar el suelo al diámetro apropiado.

Cuando se usa una placa de recorte giratoria, se debe hacer un corte del perímetro completo, reduciendo el diámetro del espécimen al diámetro interior del anillo de consolidación. Luego, se inserta cuidadosamente el espécimen en el anillo de consolidación, por zona del corte, con un mínimo de fuerza. Se repite esto hasta que el espécimen sobresalga de la base del anillo. Cuando se usa un anillo de corte cilíndrico, se recorta el suelo para formar un leve ahusamiento al frente del borde de corte. Después de formar el ahusamiento, se hace avanzar el cortador una pequeña distancia para formar el diámetro final. Se repite el proceso hasta que el espécimen sobresalga del anillo.

**9.4** Los suelos fibrosos, tales como la turba, y los que se dañan fácilmente por el recorte se pueden transferir directamente del tubo de muestreo al anillo, siempre y cuando este último tenga el mismo diámetro que el tubo de muestreo.

**9.5** Los especímenes obtenidos usando un muestreador recubierto con anillo se pueden usar sin recorte previo, siempre y cuando cumplan con los requisitos de la presente norma y la ASTM D 3550.

**9.6** Se recorta el espécimen a ras con los planos extremos del anillo. El espécimen se puede rebajar ligeramente por debajo de la parte superior del anillo, para facilitar el centrado de la piedra superior, mediante extrusión parcial y recorte de la superficie. Para suelos blandos a medios, es conveniente usar una sierra de alambre para recortar la parte superior y el fondo del espécimen, con el fin de reducir al mínimo el remoldeo. Para el recorte final, después de que el exceso de suelo ha sido removido inicialmente con una sierra de alambre, se puede usar una regla con un borde cortante. Para suelos duros, se puede usar una regla afilada, para recortar el fondo y la parte superior. Si se encuentra una partícula pequeña en cualquier superficie que se esté recortando, es conveniente removerla y rellenar con suelo del recorte el vacío resultante.

Nota 11. Si en cualquier etapa del ensayo el espécimen se esponja más allá de su altura inicial, el requisito de confinamiento lateral del suelo ordena determina el uso de un espécimen rebajado o el uso de un anillo equipado con un collarín de extensión del mismo diámetro interno que el anillo que contiene el espécimen. En ningún momento el espécimen se debe extender más allá del anillo que contiene el espécimen o collarín de extensión.

**9.7** Se determina la masa húmeda inicial del espécimen  $M_{t_0}$  en el anillo de consolidación, midiendo la masa del anillo con el espécimen y restando la masa de la tara del anillo.

**9.8** Se determina la altura inicial,  $H_0$  del espécimen, con aproximación a 0,025 mm (0,001 pulgada), tomando el promedio de al menos cuatro mediciones espaciadas uniformemente sobre las superficies superior e inferior del espécimen, usando un comparador de carátula u otro dispositivo de medición adecuado.

**9.9** Se calcula el volumen inicial,  $V_0$  del espécimen con aproximación a  $0,25 \text{ cm}^3$  ( $0,015 \text{ pulgadas}^3$ ) a partir del diámetro del anillo y la altura inicial del espécimen.

**9.10** Se hacen dos o tres determinaciones del contenido de humedad natural del suelo, de acuerdo con la NTC 1495, utilizando el material recortado adyacente al espécimen de ensayo, si hay suficiente material disponible.

**9.11** Cuando la entidad solicitante especifica propiedades índices del suelo, se almacenan en un recipiente sellado, los recortes restantes tomados alrededor del espécimen y de material similar, para la determinación descrita en el numeral 10.

## **10. DETERMINACIONES DE LAS PROPIEDADES ÍNDICES DEL SUELO**

**10.1** La determinación de las propiedades índices es un complemento importante del ensayo de consolidación, pero no es un requisito de éste. Cuando la entidad solicitante especifica estas determinaciones, es conveniente hacerlas sobre el material más representativo posible. Cuando se ensayan materiales uniformes, todos los ensayos para la determinación de índices se pueden llevar a cabo con los recortes de suelo recogidos en el numeral 9.11. Cuando las muestras son heterogéneas o hay pocos recortes de suelo, es conveniente llevar a cabo los ensayos para obtención de los índices sobre material del espécimen de ensayo obtenido como se establece en el numeral 11.6, más los recortes representativos recolectados en el numeral 9.11.

### **10.2 GRAVEDAD ESPECÍFICA**

Se debe determinar de acuerdo con la norma ASTM D 854 sobre el material tomado de la muestra,

tal como se especifica en el numeral 10.1. La gravedad específica de otra muestra

considerada como similar a la del espécimen de ensayo se puede usar para el cálculo del numeral 12.2.5, cuando no se necesite una relación de vacíos exacta.

### **10.3 LÍMITES DE ATTERBERG**

El límite líquido, el límite plástico y el índice de plasticidad se deben determinar de acuerdo con la NTC 4630, usando material de la muestra, tal como se especifica en el numeral 10.1. La determinación de los límites de Atterberg es necesaria para la clasificación apropiada del material, pero no es un requisito de esta norma.

### **10.4 DISTRIBUCIÓN DEL TAMAÑO DE PARTÍCULAS**

La distribución del tamaño de partículas se debe determinar de acuerdo con la NTC 1522 (excepto que se debe desistir del requisito del tamaño mínimo de la muestra) sobre una porción del espécimen de ensayo, obtenida tal como se establece en el numeral 11.6. Un análisis del tamaño de partícula puede ser útil cuando la inspección visual indica que el espécimen contiene una fracción sustancial de material de grano grueso, pero no es un requisito de esta norma.

## **11. PROCEDIMIENTO**

**11.1** La preparación de los discos porosos y otros aparatos dependerá del espécimen que se ensaya. El consolidómetro se debe ensamblar de manera que se impida el cambio en el contenido de humedad del espécimen. Con suelos secos y muy expansivos se deben usar filtros y discos porosos secos, y éstos también se pueden usar para todos los otros suelos. Se pueden usar discos húmedos para suelos parcialmente saturados. Se pueden usar discos saturados cuando el espécimen está saturado y se sabe que tiene poca afinidad con el agua. Se ensambla el anillo con el espécimen, los discos porosos, los discos de papel de filtro (cuando se necesitan) y el consolidómetro. Si el espécimen no se inunda un poco después de la aplicación de la carga de asiento (véase el numeral 11.2), se encierra el consolidómetro con un plástico o membrana de caucho ajustadas holgadamente para prevenir cambio del volumen del espécimen debido a la evaporación.

Nota 12. Con el fin de cumplir los objetivos establecidos en esta norma, no se debe permitir que el espécimen se esponje por encima de su altura inicial antes de ser cargado más allá de su presión de preconsolidación. En la norma ASTM D 4546 se incluyen los procedimientos detallados para la determinación unidimensional del esponjamiento o asentamiento potencial de los suelos cohesivos.

**11.2** Se coloca el consolidómetro en el dispositivo de carga y se aplica una carga de asiento de 5 kPa (100 lbf/pie<sup>2</sup>). Inmediatamente después de aplicar la carga de asiento se ajusta el indicador de deformación y se registra la lectura inicial,  $d_0$ . Si es necesario, se agrega carga para impedir el esponjamiento del espécimen. Por el contrario, si se prevé que una carga de 5 kPa (100 lbf/pie<sup>2</sup>) causará consolidación significativa del espécimen, se reduce la carga de asiento a 2 kPa ó 3 kPa (aproximadamente 50 lbf/pie<sup>2</sup>) ó menos.

**11.3** Si el ensayo se realiza sobre un espécimen intacto que fue saturado en las condiciones de campo u obtenido por debajo del nivel freático, se inunda un poco después de aplicar la carga de asiento. A medida que se inunda y humedece el espécimen, se aumenta la carga requerida para evitar expansión. Se registra la carga requerida para evitar la expansión y la lectura de

deformación resultante. Si la saturación del espécimen se debe retrasar para simular condiciones específicas, esta se debe hacer a una presión lo suficientemente grande para evitar expansión. En estos casos, se aplica la carga requerida y se satura el espécimen. Se

hacen lecturas de tiempo y deformación durante la saturación, tal como se especifica en el numeral 11.5. En estos casos, se debe registrar en el informe del ensayo la presión durante la inundación y los cambios resultantes en la altura.

**11.4** El espécimen se debe someter a incrementos de esfuerzo total constante. La duración de cada incremento debe cumplir con lo establecido en el numeral 11.5. El programa de carga específico dependerá del propósito del ensayo, pero es conveniente que cumpla con las directrices siguientes. Si se requieren la pendiente y la forma de la curva de compresión virgen o la determinación de la presión de preconsolidación, la presión final debe ser igual o superior a cuatro veces la presión de preconsolidación. En el caso de arcillas sobreconsolidadas, se puede obtener una mejor evaluación de los parámetros de recompresión ejecutando un ciclo de descarga-recarga, luego de que se haya definido la presión de preconsolidación. Los detalles concernientes a la ubicación y extensión de un ciclo de descarga-recarga son a elección de la entidad que solicita el ensayo (véase el numeral 1.3); sin embargo, la descarga siempre debe durar como mínimo dos decrementos de presión.

**11.4.1** El programa de carga estándar debe consistir de una relación de incremento de carga (RIC) que se obtiene doblando la presión aplicada al suelo, para obtener valores de aproximadamente 12 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, etc., (250 lbf/pie<sup>2</sup>, 500 lbf/pie<sup>2</sup>, 1 000 lbf/pie<sup>2</sup>, 2 000 lbf/pie<sup>2</sup>, 4 000 lbf/pie<sup>2</sup>, etc).

**11.4.2** El programa de rebote o de descarga estándar se puede seleccionar dividiendo a la mitad la presión sobre el suelo (es decir, se usan los mismos incrementos que en el numeral 11.4.1, pero en orden invertido). Sin embargo, si se desea, cada carga sucesiva puede ser solamente una cuarta parte de la carga precedente, es decir, se salta un decremento.

**11.4.3** Se puede emplear un programa alternativo de carga, descarga o recarga que reproduzca los cambios de esfuerzo durante la construcción u obtener una mejor definición de alguna parte de la curva esfuerzo-deformación, o que ayude a interpretar el comportamiento en campo del suelo en campo.

Nota 13. Pueden ser aconsejables pequeños incrementos de carga en los especímenes altamente compresibles, o cuando se desea determinar con mayor precisión la presión de preconsolidación. Sin embargo, se advierte razones de incremento de carga menores de 0,7 e incrementos de carga muy cercanos a la presión de preconsolidación pueden impedir la evaluación del coeficiente de consolidación,  $c_v$ , y el final de la consolidación primaria, tal como se plantea en el numeral 12.

**11.5** Antes de aplicar cada incremento de presión, se registra la altura o el cambio de altura,  $d_f$  del espécimen. Existen dos procedimientos alternativos que especifican la secuencia temporal de las lecturas y la duración mínima requerida de la carga. Con frecuencia se requieren duraciones mayores durante incrementos de carga específicos, para definir la pendiente de la porción de la línea recta característica de la compresión secundaria de la gráfica de deformación contra el logaritmo del tiempo. Para tales incrementos, es conveniente tomar suficientes lecturas al final del incremento de presión, para definir esa porción de línea recta. No es necesario aumentar la duración de otros incrementos de presión durante el ensayo.

#### **11.5.1 Método de ensayo A**

La duración del incremento de carga estándar debe ser de 24 h. Para al menos dos incrementos de carga, incluyendo por lo menos uno después de que se ha excedido la presión de

preconsolidación, se registra la altura o cambio de altura,  $d$ , a intervalos de tiempo de aproximadamente 0,1 min, 0,25 min, 0,5 min, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min y 30 min, y 1 h, 2 h, 4 h, 8 h y 24 h (ó 0,09 min, 0,25 min, 0,49 min, 1 min, 4 min, 9 min etc., si se

presentan los datos tiempo-deformación tal como se establece en el numeral 12.3.2) medidos desde el momento de la aplicación de cada incremento de presión. Se toman suficientes lecturas cerca al final del período del incremento de presión, para verificar que la consolidación primaria ha terminado. Para algunos suelos, se puede necesitar un período de más de 24 h para obtener el final de la consolidación primaria (tal como se determina en el numeral 12.3.1.1 ó 12.3.2.3). En estos casos, se requieren duraciones de incremento de carga superiores a 24 h. La duración del incremento de carga para estos ensayos se toma usualmente en múltiplos de 24 h y es conveniente que sea la duración estándar para todos los incrementos de carga del ensayo. La decisión de usar un intervalo de tiempo mayor de 24 h se basa normalmente en la experiencia con tipos particulares de suelos. Sin embargo, si hay duda acerca de si el período de 24 h es adecuado, se debe realizar un registro de la altura o de cambios de altura con el tiempo para los incrementos iniciales de carga, con el fin de verificar la pertinencia de un período de 24 h. Las duraciones de incremento de carga diferentes de 24 h se deben registrar en el reporte. Para incrementos de presión en donde no se requieran datos de tiempo contra deformación, se deja la carga sobre el espécimen, el mismo tiempo que se deja cuando se toman lecturas de tiempo contra deformación.

### 11.5.2 Método de ensayo B

Para cada incremento se registra la altura o cambio en ésta,  $d$ , a intervalos de tiempo de aproximadamente 0,1 min, 0,25 min, 0,5 min, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min y 1 h, 2 h, 4 h, 8 h y 24 h (ó 0,09 min, 0,25 min, 0,49 min, 1 min, 4 min, 9 min etc., si se presentan los datos tiempo-deformación, tal como se establece en el numeral 12.3.2) medidos desde el momento de la aplicación de cada incremento de presión. La duración del incremento de carga estándar debe ser superior al tiempo requerido para completar la consolidación primaria, tal como se determina en los numerales 12.3.1.1, 12.3.2.3, o a criterio de la entidad solicitante. Para cada incremento en donde sea imposible verificar el final de la consolidación primera (por ejemplo, un RIC bajo o una consolidación rápida), la duración del incremento de carga debe ser constante y debe exceder el tiempo requerido para la consolidación primaria de un incremento aplicado después de la presión de preconsolidación y a lo largo de la curva de compresión virgen. En donde se deba evaluar la compresión secundaria, se aplican presiones para períodos más largos. El reporte debe contener la duración del incremento de carga para cada incremento.

Nota 14. Los intervalos de tiempo sugeridos para registrar la altura o el cambio de altura son para suelos e incrementos de carga típicos. Con frecuencia es recomendable cambiar la frecuencia de las lecturas para mejorar la interpretación de los datos. Una consolidación más rápida requerirá lecturas más frecuentes. Para la mayoría de suelos, la consolidación primaria durante los primeros decrementos de carga se completará en menos tiempo (un décimo es el típico) del requerido para un incremento de carga a lo largo de la curva de compresión virgen; sin embargo, a esfuerzos muy bajos el tiempo de rebote puede ser mayor.

**11.6** Para reducir al mínimo la expansión durante el desensamble, se lleva nuevamente el espécimen hasta la carga de asiento (5 kPa). Una vez que han cesado los cambios de altura (normalmente durante la noche) se desmonta rápidamente después de liberar la carga final más pequeña sobre el espécimen. Se retiran el espécimen y el anillo del consolidómetro y se limpia el agua que pueda haber en el anillo y en el espécimen. Se determina la masa del espécimen en el anillo y se resta la masa de la tara del anillo para obtener la masa húmeda final del espécimen,  $M_{TF}$ . La determinación más exacta de la masa seca del espécimen y el contenido de humedad se encuentra secando el espécimen completo al final del ensayo. Si la muestra de suelo es homogénea y hay a disposición suficientes recortes para el ensayo propiedades índices, (véase el numeral

9.11), se determina el contenido final humedad,  $w_f$ , de acuerdo con la NTC 1495 y la masa seca de sólidos,  $M_d$ , usando el espécimen completo. Si el suelo es heterogéneo o se requiere más material para el ensayo de propiedades índices, se determina el contenido final

de humedad,  $w_f$ , de acuerdo con la NTC 1495 usando una pequeña porción del espécimen. El material que queda sin secar se utiliza para el ensayo de propiedades índices del suelo.

## 12. CÁLCULOS

**12.1** Los cálculos presentados se basan en el uso de las unidades del SI. Se consideran permisibles otras unidades, siempre y cuando se usen los factores de conversión apropiados para mantener la consistencia de las unidades en todos los cálculos. Véase el numeral 1.4.1 para comentarios adicionales sobre el uso de unidades en libras-pulgada.

### 12.2 PROPIEDADES DEL ESPÉCIMEN

**12.2.1** Se obtiene la masa seca del espécimen total,  $M_d$ , por medición directa o para el caso en donde se usa parte del espécimen para el ensayo de propiedades índices, se calcula la masa seca como sigue:

$$M_d = \frac{M_{Tf}}{1 + w_f}$$

Donde:

$M_{Tf}$  = masa húmeda del espécimen total después del ensayo, g o Mg, y

$w_f$  = contenido de humedad (forma decimal), de la porción de espécimen tomada después del ensayo.

**12.2.2** Se calcula el contenido de humedad inicial y final, en porcentaje, como sigue:

Contenido inicial de humedad:

$$w_o = \frac{M_{To} - M_d}{M_d} \times 100$$

Contenido final de humedad:

$$w_f = \frac{M_{Tf} - M_d}{M_d} \times 100$$

Donde:

$M_d$  = masa seca del espécimen, g o Mg, y

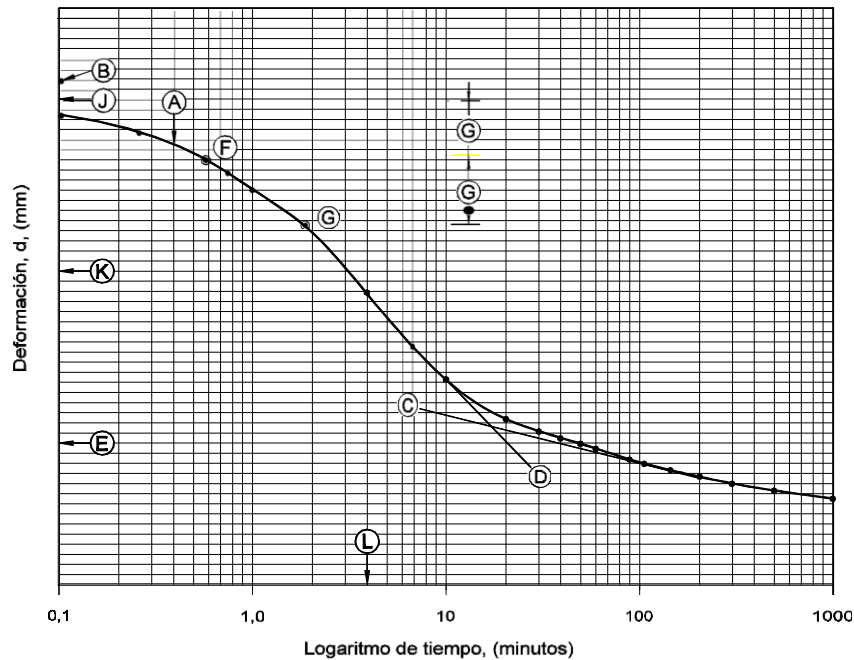
$M_{To}$  = masa húmeda del espécimen antes del ensayo, g o Mg.

**12.2.3** Se calcula la densidad seca inicial del espécimen, de la siguiente manera:

$$d = \frac{M_d}{V}$$

$r_d$  = densidad del espécimen seco,  $\text{g/cm}^3$  o  $\text{Mg/m}^3$  y

$V_0$  = volumen inicial del espécimen,  $\text{cm}^3$  o  $\text{m}^3$ .



- A Curva tiempo-deformación a partir de datos puntuales
- B Deformación en tiempo = 0 min
- C Extensión de la porción lineal final de la curva
- D Extensión de la porción lineal más pendiente de la curva
- E  $d_{100}$  Deformación en la intersección de las líneas C y D
- F  $t_1$  Punto seleccionado en el tiempo
- G  $t_2$  Tiempo igual a cuatro  $t_1$  (es conveniente que la deformación en  $t_2$  sea menor del 50 % de la deformación total para el incremento de carga)
- H Incremento de la deformación entre los tiempos  $t_1$  y  $t_2$
- I Incremento de la deformación igual a H
- J  $d_0$  Deformación inicial calculada
- K  $d_{50}$  Media de  $d_0$  y  $d_{100}$ .
- L  $t_{50}$  tiempo en  $d_{50}$

Figura 1. Curva tiempo-deformación, del método de logaritmo del tiempo

12.2.4 Se calcula el peso unitario seco de la muestra, como sigue:

$$d = 9,8 \times r_d, \text{ en kN/m}^3$$

12.2.5 Se calcula el volumen de sólidos como sigue:

$$V_s = M_d / G_w V_s \frac{M_d}{G_{rw}}$$

---

Donde:

$G$  = gravedad específica de los sólidos, y

$r_w$  = densidad del agua,  $1,0 \text{ g/cm}^3$  o  $\text{Mg/m}^3$ .

**12.2.6** Puesto que el área de la sección transversal del espécimen es constante durante todo el ensayo, es conveniente, para cálculos posteriores, introducir el término “altura equivalente de los sólidos”, definida como sigue:

$$H_s = \frac{V_s}{A}$$

Donde:

$A$  = área del espécimen,  $\text{cm}^2$  o  $\text{m}^2$

**12.2.7** Antes y después del ensayo se calcula la relación de vacíos, así:

$$\text{Relación de vacíos antes del ensayo; } e_o = \frac{H_o}{H_s} \frac{H_s}{H_s}$$

$$\text{Relación de vacíos después del ensayo; } e_f = \frac{H_f}{H_s} \frac{H_s}{H_s}$$

Donde:

$H_o$  = altura inicial del espécimen, en cm o m, y

$H_f$  = altura final del espécimen, en cm o m.

**12.2.8** Se calcula el grado de saturación, en porcentaje, antes y después del ensayo, como sigue:

$$\text{Grado inicial de saturación: } S_o = \frac{M_{To}}{A_w} \frac{M_d}{H_o} \frac{H_s}{H_s} \times 100$$

$$\text{Grado final de saturación: } S_f = \frac{M_{Tf}}{A_w} \frac{M_d}{H_f} \frac{H_s}{H_s} \times 100$$

### 12.3 PROPIEDADES TIEMPO - DEFORMACIÓN

Una vez obtenidas para los incrementos de carga, las lecturas de tiempo-deformación, se proveen dos procedimientos alternativos (véanse los numerales 12.3.1 ó 12.3.2) para presentar los datos, determinar el final de la consolidación primaria y calcular la tasa de consolidación. Como alternativa, la entidad solicitante puede especificar un método de su preferencia y seguir cumpliendo con esta norma. Las lecturas de deformación se pueden presentar como la

deformación medida, la deformación corregida por compresibilidad del aparato o convertidas a deformación unitaria (véase el numeral 12.4).

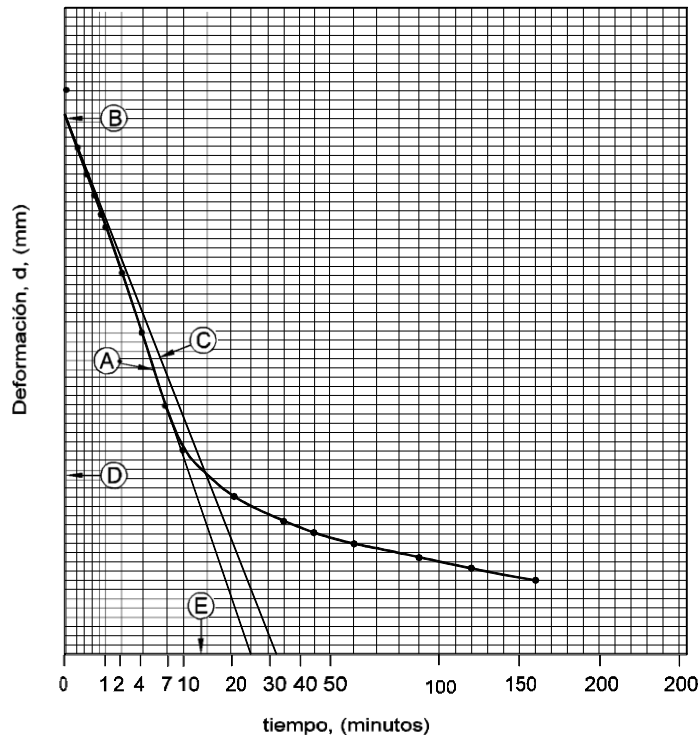
**12.3.1** En relación con la Figura 1, se trazan las lecturas de deformación,  $d$ , contra el logaritmo del tiempo (normalmente en minutos) para cada incremento de carga.

12.3.1.1 Se traza primero una línea recta a través de los puntos que representan las lecturas finales que exhiben una tendencia en línea recta y pendiente constante (C). Se traza una segunda línea recta tangente a la parte más pendiente de la curva logaritmo de tiempo-deformación (D). La intersección representa la deformación,  $d_{100}$ , y tiempo,  $t_{100}$ , correspondiente al 100 % de la consolidación primaria (E). La compresión excedente a la estimada del 100 % de consolidación primaria se define como compresión secundaria.

12.3.1.2 Se encuentra la deformación que representa el 0 % de la consolidación primaria seleccionando dos puntos cualesquiera, con una relación de tiempo de 1 a 4. Es conveniente que la deformación correspondiente al mayor de los dos tiempos sea mayor de  $\frac{1}{4}$ , pero menor de  $\frac{1}{2}$  de la deformación total para el incremento de carga. La deformación correspondiente a la consolidación primaria es igual a la deformación para el tiempo menor, menos la diferencia en deformación correspondiente a los dos tiempos seleccionados.

12.3.1.3 La deformación,  $d_{50}$ , correspondiente al 50 % de la consolidación primaria, es igual al promedio de las deformaciones correspondientes al 0 % y 100 % de la consolidación primaria. El tiempo,  $t_{50}$ , requerido para el 50 % de la consolidación se puede encontrar gráficamente de la curva logaritmo de la deformación, observando el tiempo en la curva que corresponde al 50 % de la consolidación primaria.

**12.3.2** En relación con la Figura 2, se trazan las lecturas de deformación,  $d$ , contra la raíz cuadrada del tiempo (normalmente en minutos) para cada incremento de carga.



- A Curva tiempo- deformación a partir de datos puntuales
- B  $d_0$  Extensión de la porción lineal inicial de la curva A para tiempo = 0 minutos
- C Línea trazada con pendiente = 1,15 veces menor que la porción lineal inicial de la curva A
- D  $d_{90}$  deformación en el punto donde la curva A cruza la línea C.

E  $t_{90}$  tiempo en el punto donde la curva A cruza la línea C.

12.3.2.1 Se traza primero una línea recta a través de los puntos que representan las lecturas iniciales que presentan una tendencia en línea recta. Se extrapola la línea a  $t = 0$  y se obtiene la ordenada de deformación que representa el 0 % de la consolidación primaria.

12.3.2.2 Se traza una segunda línea recta a través de la ordenada 0 %, de tal manera que la abscisa de esta línea sea 1,15 veces la abscisa de la primera línea recta a través de los datos. La intersección de esta segunda línea recta con la curva raíz cuadrada del tiempo-deformación es la deformación,  $d_{90}$ , y el tiempo  $t_{90}$ , correspondiente al 90 % de la consolidación primaria.

12.3.2.3 La deformación al 100 % de consolidación es 1/9 mayor que la diferencia en deformación correspondiente al 0 % y al 90 % de la consolidación. El tiempo de la consolidación primaria,  $t_{100}$ , se puede tomar de la intersección de la curva raíz cuadrada del tiempo-deformación y la ordenada de deformación correspondiente al 100 % de la consolidación primaria. La deformación  $d_{50}$ , correspondiente al 50 % de consolidación, es igual 5/9 de la diferencia en deformación correspondiente al 0 % y al 90 % de la consolidación.

12.3.3 Se calcula el coeficiente de consolidación para cada incremento de carga usando la siguiente ecuación y los valores apropiados para el método de interpretación escogido:

$$C_v = \frac{TH}{t} \frac{D_{50}^2}{t}$$

Donde:

$T$  = factor adimensional de tiempo:

para el método 12.3.1 se usa el correspondiente al 50 % de consolidación con  $T = T_{50} = 0,197$

para el método 12.3.2 se usa el correspondiente al 90 % de consolidación con  $T_{90} = 0,848$

$t$  = tiempo correspondiente al grado particular de consolidación, s o min:

para el método 12.3.1, se usa  $t = t_{50}$

para el método 12.3.2, se usa  $t = t_{90}$  y

$H_{D50}$  = longitud de la trayectoria de drenaje para una consolidación del 50 %, cm o m. Para drenaje por los dos lados,  $H_{D50}$  es la mitad de la altura del espécimen correspondiente al incremento apropiado, y para drenaje por un sólo lado,  $H_{D50}$  es la altura total del espécimen.

## 12.4 PROPIEDADES CARGA - DEFORMACIÓN

12.4.1 Se tabulan las lecturas de deformación o cambio de deformación, en éstas,  $d_f$ , correspondientes al final de cada incremento, y si se usa el método de ensayo B, correspondientes al final de la consolidación primaria,  $d_{100}$ .

**12.4.2** Se calcula el cambio de altura,  $DH = d - d_0$ , relativo a la altura inicial del espécimen para cada lectura. Si es necesario, se corrige la deformación por la flexibilidad del aparato, restando de cada lectura, el valor de calibración obtenido en el numeral 9.

**12.4.3** Se representan los resultados de deformación en alguno de los siguientes formatos.

12.4.3.1 Se calcula la relación de vacíos, como sigue:

$$e = e_0 \frac{H}{H_s}$$

12.4.3.2 Como alternativa, se calcula la deformación unitaria vertical, en porcentaje, como sigue:

$$\frac{H}{H_0} \times 100$$

**12.4.4** Se calcula el esfuerzo vertical, como sigue:

$$\frac{P}{A}$$

Donde:

$P$  = carga aplicada en N

$s_g$  = esfuerzo vertical, en kPa.

**12.4.5** En relación con la Figura 3, se trazan los resultados de deformación (relación de vacíos o deformación unitaria) correspondientes al final de cada incremento y, si se usa el método de ensayo B, correspondientes al final de la consolidación primaria, contra el logaritmo de presión.

Nota 15. En algunos casos, puede ser preferible presentar la curva de carga - deformación en escala aritmética.

**12.4.6** En relación con la Figura 3, se determina el valor de la presión de preconsolidación usando el siguiente procedimiento:

Nota 16. Se puede usar cualquier otro método reconocido para estimar la presión de preconsolidación, siempre y cuando el método se identifique en el informe.

12.4.6.1 Se estima el punto de máxima curvatura en la curva de consolidación (B).

12.4.6.2 Se traza la tangente a la curva de consolidación en ese punto (C) y una línea horizontal que pase por el punto (D), ambas extendidas hacia valores crecientes en la abscisas.

12.4.6.3 Se traza la línea bisectriz del ángulo entre estas líneas (E).

12.4.6.4 Se extiende la tangente a la porción lineal más pendiente de la curva de consolidación (tramo de compresión virgen) (F) en sentido ascendente hasta la intersección con la línea bisectriz (E). La presión (G) (abscisa) correspondiente a este punto de intersección es la presión de preconsolidación estimada.

12.4.7 Una evaluación completa a menudo incluye consideración de información que generalmente no está disponible en el laboratorio que realiza el ensayo. Por esta razón, no es obligatorio realizar una evaluación adicional del ensayo. En la literatura se describen muchos métodos de evaluación reconocidos.

## **13. INFORME**

**13.1** Además del nombre y la ubicación del proyecto, el número de perforaciones, el número de muestras y la profundidad, el informe debe incluir la siguiente información:

**13.1.1** Descripción y clasificación del suelo, de acuerdo con la norma ASTM D 2488 o NTC 1504, cuando se cuenta con los datos de límites de Atterberg. También se deben reportar la gravedad específica de los sólidos, los límites de Atterberg y la distribución granulométrica, cuando se encuentren a disposición, más la fuente de esta información, si es diferente de las mediciones obtenidas en el espécimen de ensayo. Además, se deben registrar la presencia y el tamaño aproximado de las partículas grandes aisladas.

### **13.1.2 Condición del suelo**

13.1.2.1 Contenido de humedad promedio de los recortes.

13.1.2.2 Contenido de humedad inicial y final del espécimen.

13.1.2.3 Peso unitario del espécimen seco, inicial y final.

13.1.2.4 Relación de vacíos inicial y final del espécimen.

13.1.2.5 Grado de saturación inicial y final del espécimen, y

13.1.2.6 Presión de preconsolidación.

### **13.1.3 Procedimiento de ensayo**

13.1.3.1 El procedimiento de preparación usado para el recorte; se debe establecer si el espécimen fue recortado usando una placa de recorte giratoria, una zapata de corte, o fue ensayado directamente en un anillo de un muestreador recubierto con anillo.

13.1.3.2 Condición del ensayo (humedad natural o saturación, presión en la saturación).

13.1.3.3 Método de ensayo (A o B).

#### 13.1.3.4 Método usado para calcular el coeficiente de consolidación.

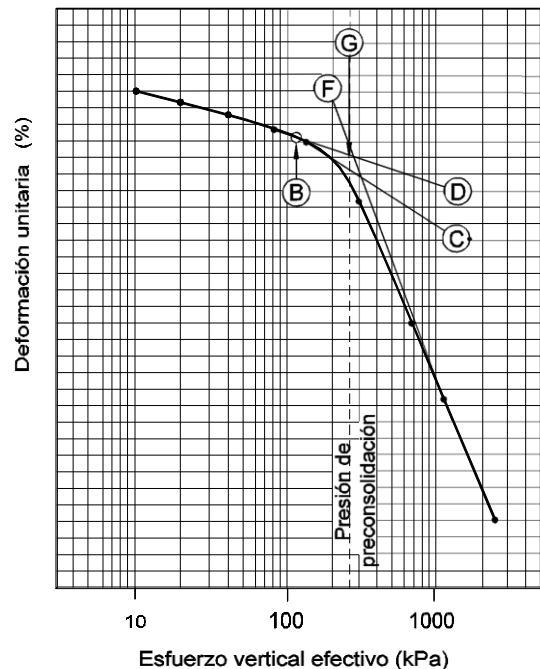
13.1.3.5 Una lista de los incrementos y decrementos de carga y la duración del incremento de carga, si es diferente de 24 h; los resultados de deformación final por incremento, y para el método de ensayo B, los resultados al final de la deformación primaria y el coeficiente de consolidación (véase la Tabla 1).

13.1.3.6 Todas las desviaciones en relación con el procedimiento establecido, incluidas las secuencias especiales de carga.

### 13.1.4 Presentaciones gráficas

13.1.4.1 La gráfica de deformación contra el logaritmo del tiempo (véase la Figura 1) o la raíz cuadrada del tiempo (véase la Figura 2) para los incrementos de carga en donde se hicieron lecturas de la tasa de deformación con el tiempo.

13.1.4.2 La gráfica de la relación de vacíos contra el logaritmo de presión o la curva de porcentaje de compresión contra el logaritmo de presión (véase la Figura 3).



- A Curva esfuerzo - deformación a partir de datos puntuales
- B Punto de máxima curvatura
- C Línea tangente a la curva en el punto B
- D Línea horizontal que pasa por el punto B
- E Línea que bisectriz del ángulo entre las líneas C y D
- G Intersección de las líneas E y F (el esfuerzo vertical efectivo en el punto G es igual a la presión de preconsolidación)

**Figura 3. Evaluación de la presión de preconsolidación a partir del método casagrande**

13.1.4.3 En los casos en que se han tomado lecturas de la tasa de deformación con el tiempo para varios incrementos de carga, se elabora una gráfica del logaritmo del coeficiente de consolidación contra la relación de vacíos promedio o el porcentaje de compresión promedio para los respectivos incrementos de carga (véase la Figura 4). Como alternativa, se puede usar una gráfica del coeficiente de consolidación o el logaritmo del coeficiente de consolidación contra el logaritmo de la presión promedio. Si las lecturas de la tasa de deformación con el tiempo se obtuvieron solamente para dos incrementos de carga, simplemente se tabulan los valores de  $c_v$  contra la presión promedio para el incremento.

Nota 17. Se escogió la presión promedio entre dos incrementos de carga porque es una coordenada conveniente para graficar el resultado. A menos que se mida la tasa de disipación de presión de poros, no es posible determinar la presión efectiva real en el momento que alcanza el 50 % de la consolidación. Además, se puede presentar ambigüedad en casos donde en el ensayo se han realizado uno o más ciclos de rebote de carga intermedios.

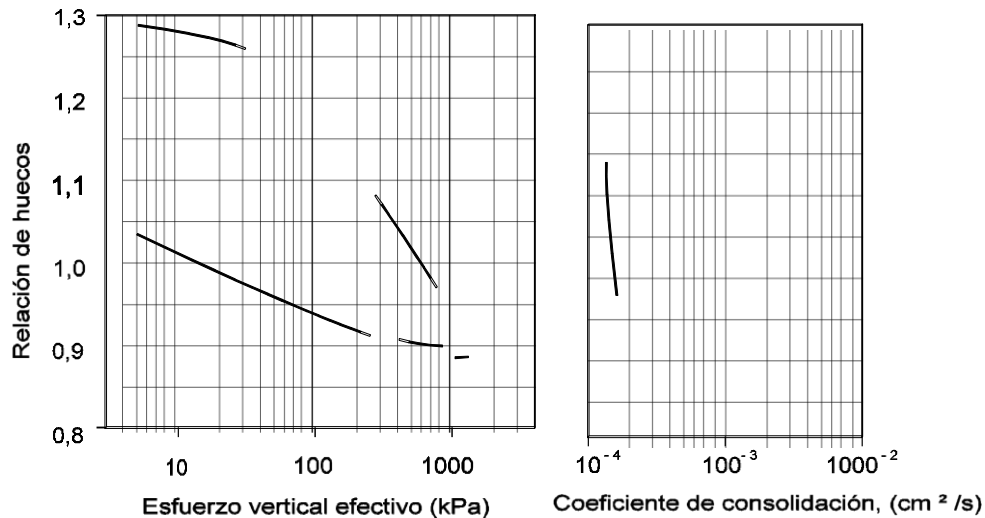


Figura 4. Ejemplo de gráficas que resumen del ensayo de consolidación

## 14. PRECISIÓN Y DESVIACIÓN

### 14.1 DECLARACIÓN DE PRECISIÓN

Debido a la naturaleza de los materiales del suelo ensayado por este método, no es factible o es demasiado costoso en la actualidad producir múltiples especímenes que posean propiedades físicas uniformes. Cualquier variación observada en los datos es posible que se deba a variación del espécimen, al operador o a variación del ensayo en el laboratorio.

### 14.2 DECLARACIÓN DE DESVIACIÓN

No hay un valor de referencia aceptable para este método, por lo tanto, no se puede determinar una desviación.

**15.**  
**PALABRAS**  
**CLAVE**

**15.1** Compresibilidad; curvas de compresión; consolidación; coeficiente de consolidación; ensayo de consolidación; consolidómetro; presión de preconsolidación; consolidación primaria; rebote; compresión secundaria; asentamiento; hinchamiento.

**DOCUMENTO DE REFERENCIA**

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils. West Conshohocken, 1996, 10 p, 4 il. (ASTM D 2435).