



**ANÁLISIS DE LOS PARÁMETROS DE  
COMPACTACIÓN, APLICANDO  
VARIACIONES EN LA ENERGÍA DEL  
ENSAYO PROCTOR MODIFICADO**

**Autores:**  
Díaz Juan  
C.I. V-20.761.766  
Lamas Johan  
C.I. V-21.477.743

Urb. Yuma II, Calle N° 3, Municipio San Diego  
Teléfono: (0241) 8714240 (Master) - Fax: (0241) 871239



**REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA  
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS DE LOS PARÁMETROS DE COMPACTACIÓN, APLICANDO  
VARIACIONES EN LA ENERGÍA DEL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO**

**Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de  
INGENIERO CIVIL**

**Autores:**  
Díaz Juan  
C.I.V-19.231.436  
Lamas Johan  
C.I. V-21.477.743

**Tutor:** Ing. Carlos Manzanares

San Diego, Noviembre de 2015



**UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ**  
**COORDINACIÓN DE PASANTÍA Y TRABAJO DE GRADO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**PLANILLA SOLICITUD: ANÁLISIS Y APROBACIÓN DE TRABAJO DE GRADO**

DATOS PERSONALES			
(1)	Apellidos: Lamas Rodríguez	Nombres: Johan José	C.I.: V-21.477.743 V-20.761.766
(2)	Apellidos: Díaz Guzmán	Nombres: Juan Francisco	
Dirección: Urb. La Pradera, Sector Los Robles, Casa Mo-221, San Joaquín, Edo. Carabobo Av. Las Delicias, Res. La Floresta, Torre Norte, Apto. 8B, Maracay.		Tif: 0243-2411849 0241-5623120	
DATOS ACADÉMICOS			
Escuela: Ingeniería Civil		Índice Académico: 12,32	
DATOS DEL PROYECTO DE TRABAJO DE GRADO			
<b>Autores:</b>			
Nombre: Johan José Lamas Rodríguez		Teléfono: 0412-0394056	
Nombre: Juan Francisco Díaz Guzmán		Teléfono: 0414-4745220	
<b>Título del Trabajo:</b>			
<b>ANÁLISIS DE LOS PARÁMETROS DE COMPACTACIÓN, APLICANDO VARIACIONES EN LA ENERGÍA DEL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO</b>			
<b>Breve Explicación:</b> Se evaluará el comportamiento de un fenómeno que ocurre cuando se compactan suelos en obra con maquinaria de compactación. Se sabe de casos donde exagerar el número de pasadas de rodillo a un material de relleno no necesariamente garantiza una buena compactación, existe una condición, en la cual si se pasa demasiadas veces la maquinaria de compactación se obtiene una densidad máxima del suelo en estado seco menor a la esperada con un menor número de pasadas de rodillo, es decir, el suelo queda mal compactado. El objetivo del trabajo es realizar ensayos Proctor de compactación y tratar de reproducir esta situación en el laboratorio (evaluando curvas de compactación).			
<b>Lugar donde se desarrollará el Proyecto</b> Campus de la Universidad José Antonio Páez (Laboratorio de Mecánica de los Suelos), San Diego, Edo. Carabobo.			
<b>Tiempo de Desarrollo</b> 4 Meses			
<b>Tutor Académico propuesto</b> Ing. Carlos Manzanares			

**APROBADO:**  **NO APROBADO:**

**COMITÉ DE EVALUACIÓN:**

**COORDINACIÓN DE PASANTÍA Y TRABAJO DE GRADO**

Gina De la Cruz  
Nombre

[Firma]  
Firma

09/Nov/2015  
Fecha

**DIRECCIÓN DE ESCUELA**

[Firma]  
Nombre

[Firma]  
Firma

09/Nov/2015  
Fecha

Materias o áreas del conocimiento del Pensum que intervienen en la realización del Proyecto (Enumérelas):

- Materiales y ensayos
- Mecánica de los suelos
- Técnicas de la construcción



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA

UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE CARRERA INGENIERÍA

### ACEPTACIÓN DEL TUTOR

Quien suscribe, Ingeniero Carlos Manzanares portador de la cédula de identidad N° 19.433.301, en mi carácter de tutor del trabajo de grado presentado por los ciudadanos Juan Díaz y Johan Lamas, portadores de la cédula de identidad N° C.I. V-20.761.766 y C.I. V-21.477.743, respectivamente, titulado **ANÁLISIS DE LOS PARÁMETROS DE COMPACTACIÓN, APLICANDO VARIACIONES EN LA ENERGÍA DEL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO**, presentado como requisito parcial para optar al título de Ingeniero, considero que dicho trabajo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a la presentación pública y evaluación por parte del jurado examinador que se designe.

Ing. Carlos Manzanares.  
Tutor Académico  
C.I.: 19.433.301

Manzanares.  
Firma

13/Oct/2015  
Fecha



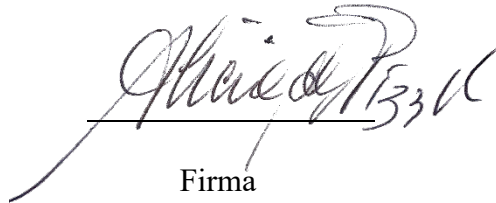
REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA  
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**ACTA DE REVISIÓN METODOLÓGICA DEL TRABAJO DE GRADO**

Quienes suscriben esta Acta, dejan constancia que el Proyecto de Trabajo de Grado: **ANÁLISIS DE LOS PARÁMETROS DE COMPACTACIÓN, APLICANDO VARIACIONES EN LA ENERGÍA DEL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO**, ha sido revisado y, cumpliendo con los requisitos exigidos para su aprobación, recomiendan su tramitación ante el organismo académico correspondiente.

Ing. Alicia de Pizella

Tutor Metodológico



Firma

19/Nov/2015

Fecha

## ÍNDICE GENERAL

CONTENIDO	Pág.
ÍNDICE DE TABLAS.....	x
ÍNDICE DE CUADROS.....	x
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xi
ÍNDICE DE GRÁFICAS.....	xii
RESUMEN.....	xiii
INTRODUCCIÓN.....	1
<b>I: EL PROBLEMA</b>	
1.1. Planteamiento del Problema.....	4
1.2. Formulación del Problema.....	9
1.3. Objetivos de la Investigación.....	9
1.3.1. Objetivo General.....	9
1.3.2. Objetivos Específicos.....	9
1.4. Justificación.....	9
1.5. Delimitaciones.....	11
<b>II: MARCO TEÓRICO</b>	
2.1. Antecedentes.....	12
2.2. Bases Teóricas.....	14
2.2.1. Antecedentes históricos.....	14
2.2.2. Estudio del suelo.....	16
2.2.3. Fases del suelo y relaciones entre ellas.....	17
2.2.4. Tipos de suelos.....	20
2.2.4.1. Suelos granulares.....	20
2.2.4.2. Suelos cohesivos.....	21
2.2.4.3. Suelos mixtos.....	23
2.2.5. Material de relleno y sus aplicaciones en ingeniería.....	23
2.2.5.1. Presas de tierra.....	24
2.2.5.2. Estructuras de recuperación de tierras.....	25
2.2.5.3. Pavimentos.....	26
2.2.5.4. Los terraplenes.....	27
2.2.6. Ensayos de identificación visual de los suelos.....	28
2.2.7. El contenido de humedad.....	30
2.2.8. Consistencia del suelo (Límites de Atteberg).....	31
2.2.9. Carta de plasticidad de A. Casagrande.....	42
2.2.10. Distribución granulométrica del suelo.....	44
2.2.11. El ensayo granulométrico (análisis mecánico).....	45
2.2.12. La curva granulométrica.....	49

2.2.13. Sistemas de clasificación de los suelos.....	51
2.2.13.1. Sistema Unificado.....	51
2.2.13.2. Sistema AASHTO.....	57
2.2.14. Índice de compactación para suelos granulares.....	59
2.2.15. Índice de compactación para otros suelos.....	61
2.2.16. Principios generales de compactación.....	62
2.2.17. El ensayo Proctor de compactación.....	63
2.2.18. Curvas de compactación.....	65
2.2.19. Factores que afectan la compactación.....	75
2.2.19.1. Efecto del tipo de suelo.....	75
2.2.19.2. Efectos del esfuerzo de compactación.....	77
2.3. Definición de términos.....	79

### **III: MARCO METODOLÓGICO**

3.1. Tipo de Investigación.....	84
3.2. Diseño de la Investigación.....	84
3.3. Nivel de la Investigación.....	84
3.4. Población y Muestra.....	86
3.5. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos.....	86
3.6. Fases Metodológicas.....	87

### **IV: ANÁLISIS Y RESULTADOS**

4.1. Clasificación del suelo.....	89
4.2. Los ensayos Proctor de compactación.....	96
4.3. Determinación de las curvas de compactación promedio.....	101
4.4. Explicación de las curvas de compactación.....	106

### **V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

5.1. Conclusiones.....	108
5.2. Recomendaciones.....	110

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA.....	112
------------------------------	-----

### **ANEXOS**

A: Material de relleno extraído de la cantera.....	115
B: Almacenamiento del material en saco.....	115
C: Esquistos encontrados en el material de relleno.....	116
D: Sitio de extracción del material de relleno.....	116
E: Algunos de los tamices usados para cernir el suelo.....	117
F: Copa de Casagrande para prueba de límite líquido.....	117

G: Materiales usados en la prueba del límite plástico.....	118
H: Muestra secada al horno para los ensayos.....	118
I: Collarín del cilindro Proctor (4 in) con material compactado.....	119
J: Sección inferior del cilindro Proctor (4 in), desprendida de la placa base.....	119
K: Sección superior del cilindro Proctor (4 in) para extracción de muestra.....	119
L: Materiales usados en el ensayo Proctor.....	120
M: Horno para el secado de las muestras.....	120
N: Autores del trabajo de grado realizando los ensayos Proctor.....	121
Ñ: Resultados del ensayo de límite líquido.....	121
O: Resultados de los análisis granulométricos.....	123
P: Resultados de los ensayos Proctor de compactación.....	131

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>TABLA</b>	<b>Pág.</b>
1: Varias formas de relaciones para densidad natural, seca y saturada.....	20
2: Contenidos de humedad promedio.....	31
3: Factores para obtener el límite líquido a partir del contenido de humedad y el número de golpes que causan el cierre de la ranura.....	38
4: Tamaño de los tamices.....	45
5: Masa mínima aproximada de la porción retenida.....	46
6: Sistema Unificado de Clasificación del suelo.....	53
7: Clasificación por el sistema AASHTO.....	58
8: Denominación de suelos granulares según la densidad relativa.....	60
9: Especificaciones para el ensayo Proctor modificado.....	64
10: Tiempo de reposo para suelos a ser compactados.....	69
11: Tipo de curva de compactación según límite líquido.....	76
12: Formato para ensayo de límite líquido.....	85
13: Formato para cálculos de granulometría.....	86
14: Formato para ensayo Proctor (Punto de compactación).....	87
15: Resultados del ensayo de límite plástico.....	91
16: Resultados promedio del análisis granulométrico.....	93
17: Punto de compactación 1 (25 golpes/capa).....	98
18: Punto de compactación 1 (22 golpes/capa).....	98
19: Punto de compactación 1 (23 golpes/capa).....	99
20: Punto de compactación 1 (24 golpes/capa).....	99
21: Punto de compactación 1 (26 golpes/capa).....	100
22: Punto de compactación 1 (27 golpes/capa).....	100
23: Punto de compactación 1 (28 golpes/capa).....	101

## ÍNDICE DE CUADROS

<b>CUADRO</b>	<b>Pág.</b>
1: Métodos de estudio del terreno.....	16
2: Límites del tamaño de los granos según SUCS.....	51
3: Símbolos usados en el Sistema Unificado de Clasificación.....	52

## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA	Pág.
1: Tipos de curvas de compactación de los suelos.....	6
2: Efecto de la energía de compactación en arcilla limosa.....	7
3: Método de compactación por James O. Porter en 1929.....	14
4: Curva de compactación por Ralph R. Proctor en 1933.....	15
5: Relaciones entre fases de un suelo.....	17
6: Cantera de material de relleno en Maco Maco.....	24
7: Presa de tierra.....	25
8: Isla artificial en Dubái, Emiratos Árabes Unidos.....	26
9: Material de relleno usado para pavimento flexible en carreteras.....	26
10: Talud inestable de un corte para un ferrocarril.....	27
11: Límites de consistencia o límites de Atteberg.....	32
12: Copa de Casagrande y herramienta estándar de ranurado.....	33
13: Curva de flujo para determinar el límite líquido.....	34
14: Porción de suelo después que la ranura se ha cerrado.....	36
15: Materiales para elaborar el ensayo del límite plástico.....	38
16: Dispositivo para enrollar muestras de suelo.....	40
17: Carta de plasticidad.....	43
18: Separación del análisis mecánico en dos partes.....	46
19: Curva granulométrica en papel semilogarítmico.....	49
20: Definición de $D_{10}$ , $D_{30}$ y $D_{60}$ .....	50
21: Diagrama de flujo para los nombres de grupo de grava y arena.....	54
22: Diagrama de flujo de nombres de los grupos para limo inorgánico y suelos arcillosos.....	55
23: Diagrama de flujo de nombres de los grupos para limo orgánico y suelos arcillosos.....	56
24: Concepto de densidad relativa en suelos granulares a ser compactados.....	61
25: Principios de compactación.....	63
26: Equipo del ensayo Proctor modificado.....	64
27: Curva de compactación.....	65
28: Molde Proctor de 4 in (101,6 mm).....	66
29: Molde Proctor de 6 in (116,4 mm).....	66
30: Patrones del pisón para el molde de 4 in.....	71
31: Patrón del pisón para el molde de 6 in.....	72
32: Tipos de curvas de compactación encontradas en suelos.....	76
33: Efecto de la energía de compactación en una arcilla limosa.....	78

## ÍNDICE DE GRÁFICAS

<b>GRÁFICA</b>	<b>Pág.</b>
<b>1:</b> Curva de flujo experimental para calcular el límite líquido.....	90
<b>2:</b> Curva granulométrica promedio.....	94
<b>3:</b> Curva de compactación, 25 golpes/capa.....	102
<b>4:</b> Curva de compactación, 22 golpes/capa.....	102
<b>5:</b> Curva de compactación, 23 golpes/capa.....	103
<b>6:</b> Curva de compactación, 24 golpes/capa.....	103
<b>7:</b> Curva de compactación, 26 golpes/capa.....	104
<b>8:</b> Curva de compactación, 27 golpes/capa.....	104
<b>9:</b> Curva de compactación, 28 golpes/capa.....	105
<b>10:</b> Superposición de curvas de compactación (familia de curvas).....	106
<b>11:</b> Relación de los parámetros: energía y densidad seca.....	107



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA  
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ  
CARRERA INGENIERÍA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS DE LOS PARÁMETROS DE COMPACTACIÓN, APLICANDO  
VARIACIONES EN LA ENERGÍA DEL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO**

**Autores:** Díaz Juan, Lamas Johan

**Tutor:** Ing. Carlos Manzanares

**Fecha:** Noviembre, 2015

**RESUMEN**

El estudio tuvo como objetivo general, evaluar la variación de la relación densidad seca y contenido de humedad óptimo en una muestra de suelo clasificada, que fue sometida a distintas energías de compactación, de las establecidas por el ensayo Proctor modificado. Inicialmente fueron realizados ensayos granulométricos, ensayos de límite líquido y de límite plástico para determinar el tipo de suelo. Luego, se estudiaron los procedimientos normativos del ensayo Proctor modificado para ser aplicados a la muestra de suelo previamente clasificada, variando la energía de compactación a partir de la especificada en la norma de dicho ensayo, ASTM D-1557, pudiendo determinar los valores de densidad seca y contenido de humedad de moldeo para cada muestra. Así con esta investigación se logra determinar, mediante un análisis gráfico de datos experimentales, las densidades secas máximas y los contenidos de humedad óptimos en el proceso de compactación del suelo y de esta manera, los suelos con características similares, pueden ser mejorados mediante la estabilización mecánica. El parámetro densidad seca es una medida del estado empaquetado que alcanza el suelo una vez que ha sido compactado y luego se seca. La intuición nos dice que al compactar un suelo, éste debería quedar mejor compactado mientras más energía se le aplique (mayor número de pasadas de rodillo) porque se reduce su relación de vacíos. Sin embargo, la fase de experimentación concluyó en que si se aumenta la energía de compactación con respecto a la que especifica la norma técnica ASTM D-1557, para el suelo en estudio, existe un valor de energía aplicada en el cual la densidad seca no aumentó sino que reportó un valor más pequeño (contrario a la intuición). Se puede inferir entonces que ha de ocurrir alguna trituración con una consiguiente disminución del tamaño de los granos del suelo compactado.

**Descriptor:** densidad máxima seca, contenido de humedad óptimo, ensayo de compactación Proctor.

## INTRODUCCIÓN

El suelo en el sitio de construcción no siempre es adecuado para soportar estructuras las estructuras que estarán sobre él, como edificios, puentes, carreteras y presas. Por ejemplo, en depósitos de suelo granular (arena), el suelo *in situ* puede estar muy suelto e indicar un *asentamiento elástico* grande. En ese caso, se necesita aumentar la *densidad* del suelo y por lo tanto su *resistencia cortante*. Incrementando la capacidad de carga de las fundaciones construidas sobre ellos.

En ocasiones los *estratos* superiores no son apropiados y se deben remover y reemplazar por un suelo con mejores propiedades sobre el cual se pueda construir la fundación. Cabe destacar que el suelo utilizado como relleno se debe compactar bien para soportar la carga estructural deseada. Los rellenos compactados también se pueden requerir en áreas de poca altura a fin de elevar el nivel del terreno para la construcción de la fundación. La compactación usual en el campo se realiza mediante rodillos de tambor liso, rodillos con neumáticos de caucho, rodillos pata de cabra y rodillos vibratorios y se le llama *estabilización mecánica* del suelo.

Se pretende analizar el comportamiento de la densidad de un material de relleno cuando está en estado seco, una vez que ha pasado por un proceso de compactación humedeciendo cada capa de suelo. La variación de la energía de compactación de un suelo puede alterar el contenido de humedad óptimo necesario para lograr la máxima densidad del suelo en estado seco. Esto permite evaluar un rango económico o adecuado de contenido de humedad para un cierto material de relleno a usar en una obra real y de esta manera controlar la compactación con un parámetro llamado *relación de compactación*.

La compactación es ampliamente utilizada sobre los suelos requeridos en la construcción de presas, carreteras, terraplenes, etc., con el fin de proporcionarles propiedades mecánicas adecuadas. También, algunas veces se usa para mejorar el terreno natural para fundaciones. La compactación de suelo puede ser definida como

la aplicación de acciones mecánicas al suelo, provocando reacomodo de sus partículas sólidas, que resulta en un rápido incremento de su densidad.

Proctor (1933) publicó un estudio sobre la compactación de suelos donde se apreciaron los factores que intervienen en la compactación. Los factores condicionantes del proceso de compactación generalmente aceptados son: humedad de compactación, método de compactación, energía de compactación y tipo de suelo. Tradicionalmente, para una energía dada, el resultado del proceso de compactación se refleja en la llamada curva de compactación representada en el plano: densidad seca – contenido de humedad de moldeo.

Se analizará el comportamiento de una muestra de suelo, previamente clasificada, cuando se aplica el ensayo Proctor Modificado establecido por la ASTM-1557, variando la energía de compactación asociada a una cantidad de golpes que establece el método del ensayo Proctor Modificado, para luego realizar un análisis gráfico de los resultados.

Para alcanzar los objetivos propuestos, se estructuró el proyecto de la siguiente manera:

**Capítulo I.** El problema: donde se hace referencia de forma clara y precisa sobre el planteamiento del problema a estudiar, los objetivos que esperan alcanzar, la formulación y justificación del problema, el alcance del proyecto y sus limitaciones.

**Capítulo II.** Marco teórico: el cual hace referencia a las bases teóricas, antecedentes, y términos básicos, en los que se fundamenta la investigación.

**Capítulo III.** Marco metodológico: donde se describe claramente de manera clara y precisa la metodología que sigue el proyecto, el tipo, el nivel, y el diseño de la investigación, tomando en cuenta las técnicas e instrumentos de recolección de datos, indicando la importancia y los factores que constituyen el trabajo investigativo.

**Capítulo IV.** Análisis y Resultados: donde se reflejarán los resultados obtenidos de los ensayos.

**Capítulo V.** Conclusiones y Recomendaciones: donde se hace referencia en forma clara y precisa sobre las conclusiones obtenidas en el estudio a realizar, y las recomendaciones del mismo.

# CAPÍTULO I

## EL PROBLEMA

### 1.1. Planteamiento del problema

Según Lambe & Whitman (2014), durante la primera mitad del siglo XX se realizaron grandes avances en el tamaño y variedad de la maquinaria de compactación. El peso de la maquinaria de compactación disponible aumentó desde aproximadamente 2 Ton hasta 180 Ton.

En el pasado, cuando los trenes tenían velocidades bajas y los pavimentos se acomodaban a las deformaciones sin sufrir daños, no era tan problemática la compactación de terraplenes. Sin embargo, actualmente las *carpetas de rodamiento* y las instalaciones ferroviarias se construyen en la superficie del terraplén inmediatamente después de terminar el mismo, siendo las cargas y deformaciones realmente elevadas. Por lo tanto, se debe construir de tal manera que los asentamientos y colapsos, que puedan afectar desfavorablemente al tráfico se reduzcan al mínimo. En consecuencia, el material de relleno debe escogerse cuidadosamente y compactarse bien.

Se utilizan pruebas estándar de laboratorio de la American Society of Testing and Materials (ASTM) para evaluar las densidades secas máximas y los contenidos de humedad óptimos, entre ellas:

- La prueba Proctor estándar (designación ASTM D-6980).
- La prueba Proctor modificada (designación ASTM D-1557).

La *prueba Proctor de compactación*, se debe a Ralph R. Proctor (1933). En esta prueba, el suelo se va compactando en varias capas en un molde con un martillo. El contenido de humedad del suelo,  $w$ , se cambia, y se determina la densidad seca,  $p_d$ ,

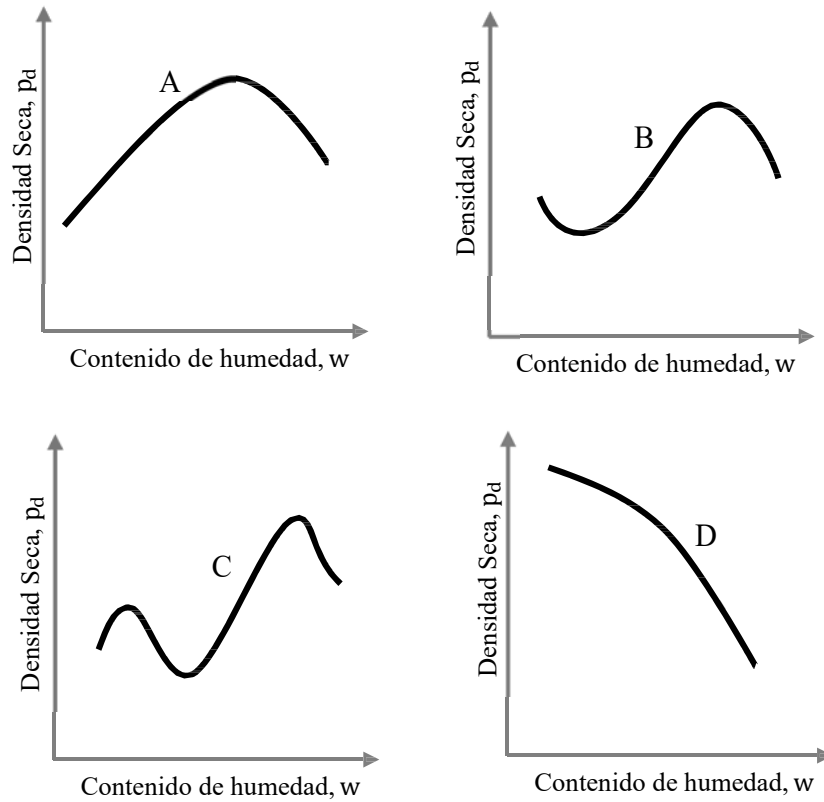
de compactación para cada prueba. La densidad seca máxima de compactación y el contenido de humedad óptimo se determinan trazando una gráfica de  $p_d$  contra  $w$  (%).

Utilizando los resultados de la compactación en laboratorio, se pueden escribir recomendaciones para la compactación de un cierto suelo en campo. En la mayoría de los casos, se requiere que el contratista logre una *compactación relativa* luego de pasar las máquinas en el campo de 95% o más con base en una prueba de laboratorio específica (generalmente la prueba Proctor modificada). La compactación relativa se define como:

$$CR = \frac{P_{d(\text{campo})}}{P_{d(\text{máx-lab})}}$$

Según Braja M. Das (2012), la compactación en el campo depende de varios factores, como el tipo de compactador, tipo de suelo, *contenido de humedad*, espesor del estrato, velocidad de avance del compactador y el número de pasadas del rodillo. Además, Braja M. Das (2015), describe dos factores muy importantes que afectan la compactación, como son el *tipo de suelo* y el *esfuerzo de compactación* (energía por unidad de volumen).

El tipo de suelo, es decir, la distribución de tamaño del grano, genera la densidad de los sólidos del suelo, además la cantidad y tipo de minerales de arcilla presentes tiene una gran influencia en la densidad seca máxima y el contenido de humedad óptimo. Lee y Suedkamp (1972), estudiaron las curvas de compactación de 35 muestras de suelo diferentes. Se observaron cuatro (4) tipos diferentes de curvas de compactación como las de la Fig. 1.



**Fig. 1.** Diferentes tipos de curvas de compactación encontradas en suelos.

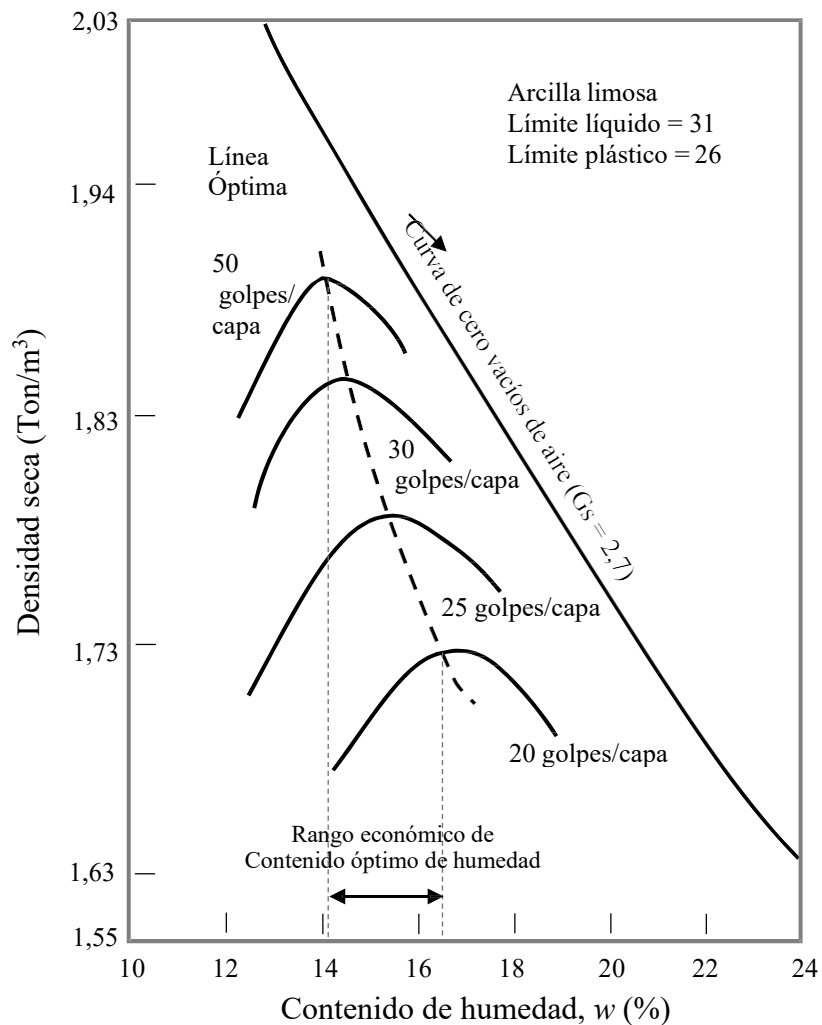
Efecto que causa el tipo de suelo en la forma de la curva.

Las curvas de compactación tipo A son las que tienen *un solo pico*, el tipo de curva B es con *un pico y medio*, el tipo de curva C es una *curva de doble pico* y las curvas de compactación tipo D son las que no tienen un pico definido, éstas se denominan *curvas de forma extraña*.

La energía de compactación por unidad de volumen,  $E$ , usada en la prueba Proctor, se define como:

$$E = \frac{\left( \begin{array}{c} \text{número} \\ \text{de golpes} \\ \text{por capa} \end{array} \right) \times \left( \begin{array}{c} \text{número} \\ \text{de} \\ \text{capas} \end{array} \right) \times \left( \begin{array}{c} \text{peso} \\ \text{del} \\ \text{martillo} \end{array} \right) \times \left( \begin{array}{c} \text{altura de} \\ \text{caída del} \\ \text{martillo} \end{array} \right)}{\text{volumen del molde}} \quad (1.1)$$

Si se cambia el *esfuerzo de compactación* o *energía por unidad de volumen* de suelo, la curva de peso unitario seco también cambiará. Esto se puede demostrar en la Fig. 2, que muestra cuatro curvas de compactación para una arcilla arenosa. Para obtener las curvas de compactación se usa el molde Proctor y el pisón. El número de capas de suelo utilizado para la compactación se mantuvo en tres (3) para todos los casos. Sin embargo, el número de golpes de martillo por cada capa varía de 20 a 50.



**Fig. 2.** Efecto de la energía de compactación en la arcilla limosa.

Según la ecuación (1.1) de energía de compactación, si aumentamos el número de golpes y mantenemos constante los demás parámetros de la prueba Proctor modificada, es decir, el número de capas, el peso del martillo, la altura de caída del

martillo y el volumen del molde como lo especifica los métodos A, B y C de la ASTM D-1557 se estará incrementando la energía de compactación y los ensayos como el de la Fig. 2 demuestran que el peso unitario seco máximo también se incrementará, pero observe que cuando esto sucede el contenido de humedad óptimo se reduce en cierta medida.

Se sabe que en una obra, la densidad seca de un suelo aumenta con el número de pasadas de rodillo para una maquinaria de compactación que tiene un peso  $W$ , luego de un cierto número de pasadas de rodillo este incremento en la densidad seca tiende a disminuir, lo que indica que se alcanzó la máxima densidad seca. Ahora bien, Lambe & Whitman (2014), comentan que *existe dificultad de elegir una prueba de laboratorio que reproduzca un determinado método o maquinaria de compactación en obra*, según ellos, las pruebas de laboratorio indican generalmente una humedad óptima algo inferior a la óptima en una obra real y existe evidencia de que *determinados tipos de compactación de laboratorio concuerdan mejor con ciertos tipos de compactación en obra*; por ejemplo, la compactación por amasado y los rodillos pata de cabra. Sin embargo, la mayoría de la compactación en obra se controla por pruebas de laboratorio *dinámicas*, es decir, el ensayo Proctor.

Entonces, cabe preguntarse por lo antes expuesto si para un cierto suelo ya clasificado por el método SUCS o AASHTO es posible obtener una curva con una forma diferente a la curva típica A de la Fig. 1, además variando la energía de compactación para un mismo método normalizado (Proctor) como se ve en la Fig. 2, se pueden obtener diversos comportamientos de la relación densidad seca – contenido de humedad para cada energía aplicada y escribir recomendaciones sobre un *rango económico* del contenido óptimo de humedad a usar en campo, pero lo más importante es el hecho de que obtener las curvas para una mayor o menor energía de compactación en el laboratorio que la dada en la especificaciones ASTM permite tener un registro amplio de las condiciones de compactación para la gran variedad de maquinaria de compactación de distintos pesos que existe actualmente. Además, se podrá observar, si es cierto, el hecho de que se obtenga un suelo mejor compactado si se aplican altas energía de compactación (en condiciones de laboratorio).

## **1.2. Formulación del Problema**

¿De qué manera variarán los parámetros: densidad seca y contenido de humedad óptimo, si se aplican variadas energías de compactación en laboratorio respecto a la especificada en la norma ASTM D-1557, para cada energía aplicada?

## **1.3. Objetivos de la investigación**

### **1.3.1. Objetivo General**

Analizar la variación de los parámetros de compactación: densidad seca y contenido de humedad óptimo, en una muestra de suelo clasificada, aplicando mayores-menores energías de compactación, de la especificada por el ensayo Proctor modificado.

### **1.3.2. Objetivos Específicos**

- Identificar la muestra del suelo mediante los sistemas de clasificación usuales empleados en los trabajos geotécnicos (Unificado, AASHTO).
- Aplicar el ensayo Proctor modificado ( $E=2700 \text{ KN-m/m}^3$ ), y además otros ensayos, variando la energía de compactación.
- Determinar las curvas que mejor se ajusten a los datos obtenidos experimentalmente, mediante el método de los mínimos cuadrados mediante el uso de un software.
- Explicar los resultados obtenidos en la experimentación, de los parámetros densidad seca y contenido de humedad, para las variaciones de la energía de compactación.

## **1.4. Justificación del Problema**

El ingeniero civil que trabaja en suelos debe proyectar su estructura no sólo para las propiedades del suelo existentes al comienzo de la obra sino también para toda la vida de proyecto de la estructura. Necesita, por tanto, conocer las propiedades del terreno al comienzo de la obra y cómo variarán estas propiedades a lo largo del tiempo. Tanto el tamaño y la forma de un depósito determinado como las propiedades mecánicas del suelo que lo componen pueden variar de manera muy significativa. Muchas de estas variaciones se producen independientemente de la actividad humana, mientras que otras se deben a la propia obra.

Los importantes cambios de comportamiento que pueden producirse durante el período de utilización de un suelo hacen de la ingeniería de suelos una tarea difícil, pronto se aprende que el suelo no es inerte, sino bastante sensible a las condiciones de su entorno.

En un suelo compactado influyen en su formación, la naturaleza del suelo, la humedad puesta en la obra, la *energía* y tipo de compactación. Los factores que dan lugar a los cambios en el comportamiento del suelo compactado son el entorno físico y la perturbación.

Un aumento en la presión sobre un elemento de suelo produce un incremento de la resistencia al *esfuerzo cortante*, una disminución de la *compresibilidad* y una reducción de la *permeabilidad*; los efectos contrarios se producen si las presiones disminuyen.

Si bien se han realizado algunos estudios internacionales que permiten comparar la *densidad máxima seca de campo* con la *densidad máxima seca de laboratorio*, no se sabe de estudios que sirvan como referencia para evaluar esta comparación en las condiciones de suelos nacionales. Los contratistas pueden exigir una *relación de compactación* de 95% o más para obras de gran importancia y no se tiene mucha información para usar como referencia.

Se pretende con este estudio informar a los ingenieros y personas interesadas en el rubro de la construcción sobre cómo influye la aplicación de una mayor-menor energía aplicada, en la práctica de compactación de los suelos. ¿Es bueno usar una maquinaria más pesada que otra?, o ¿será mejor aumentar el número de pasadas del rodillo?, preguntas que, obviamente están relacionadas con la energía de compactación. Las respuestas a estas interrogantes, pueden obtenerse, en primera instancia, si se realizan ensayos de laboratorio aumentando o reduciendo la energía aplicada y evaluando el comportamiento de la densidad del suelo en estado seco para estas diversas energías de compactación. Logrando así, demostrar lo que ocurre realmente al suelo cuando se aplica una excesiva energía de compactación.

### 1.5. Delimitaciones

- Se tomará para el estudio una muestra de material de relleno de la cantera Maco Maco, ubicada en el Municipio San Diego, Estado Carabobo.
- Los parámetros a evaluar son la curva granulométrica, la clasificación del suelo, la densidad seca y el contenido de humedad de moldeo.
- Los ensayos del presente trabajo de grado serán realizados en el campus de la Universidad José Antonio Páez, ubicada en San Diego, Edo. Carabobo, Venezuela. Específicamente en el Laboratorio de Mecánica de los Suelos.
- El ensayo a elaborar será el Proctor modificado designado por la especificación ASTM D-1557 ( $E = 2.700 \text{ KN-m/m}^3$ ). La variación de energía será desde,  $E = 2373 \text{ KN-m/m}^3$  hasta  $E = 3020 \text{ KN-m/m}^3$ .

## CAPÍTULO II

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1. Antecedentes

Cueche I. y Pino J. (2009), egresados de la Universidad de Oriente realizaron la investigación titulada: **“Incidentes en las presas de Venezuela”**. El objetivo de la investigación fue describir incidentes ocurridos en algunas presas de Venezuela, haciendo un análisis de los factores que afectan y producen incidentes en presas, no sólo de Venezuela, sino también de presas alrededor del mundo. También se investigaron y se analizaron posibles soluciones preventivas para evitar las fallas e incidentes investigados anteriormente. De esta investigación se puede concluir que las fallas son conceptualmente diferentes de los incidentes, pero al propiciarse uno de estos puede llegar a ocasionar la falla de la obra haciéndola colapsar. La causa más frecuente asociada a las fallas de las grandes presas es su desbordamiento, debido a insuficiencia de capacidad de los aliviaderos. Todas las presas se encuentran sometidas a la acción constante de la naturaleza, lo cual la va deteriorando con el paso del tiempo, por lo tanto es de suma importancia vigilar el comportamiento del embalse, fundamentalmente después del primer año de su puesta en funcionamiento y cuando la obra haya envejecido, el periodo intermedio también merece atención pero de una manera más rutinaria.

Esta investigación es de gran utilidad ya que se extrajo de la misma las razones y fallas asociadas a la compactación, al material utilizado como relleno de las presas y de qué manera se producía la rotura del suelo, además de las posibles soluciones para dichas fallas presentadas.

Páez M. y Peña D. (2004), egresados de la Universidad Rafael Urdaneta, realizaron la investigación titulada: **“Correlación del valor del soporte del suelo California Bearing Ratio (CBR) partiendo de los resultados de la densidad seca y contenido de humedad en los suelos de Maracaibo (Segunda Parte).”** El objetivo de esta investigación es investigar en mayor profundidad los aspectos en base a los resultados que permiten determinar una correlación entre el valor soporte

del suelo CBR, la densidad seca y el contenido de humedad del suelo. Se realizaron ensayo, según la ASTM-1557, para hallar la densidad seca y el contenido de humedad así como también otros ensayos que determinarán el CBR antes mencionado. Se concluyó que por ningún método utilizado en esta investigación, es factible determinar un valor confiable y aproximado de CBR para los suelos de Maracaibo.

De esta investigación se pueden extraer las definiciones de las variables que se estaban analizando, además de los diferentes ensayos y los procedimientos para llevarlos a cabo.

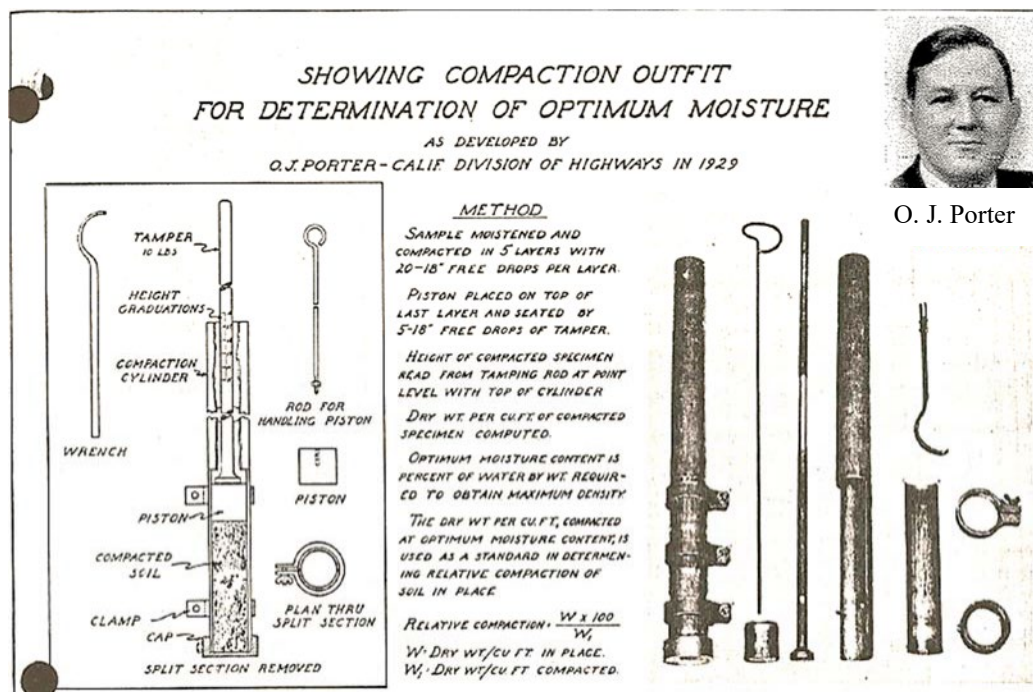
Peréz J. y Jiménez A. (2010), egresados de la Universidad Nacional Experimental de la Fuerza Armada, realizaron el informe de pasantías titulado: **Evaluación de la calidad de un geomaterial compactado utilizando la visión de mapas de resistencia y superficies de respuesta en la construcción de desarrollos de ingeniería en la región de Barcelona/Puerto la Cruz, Estado Anzoátegui.** El objetivo de las pasantías fue la evaluación de la calidad de un geomaterial compactado utilizando la visión de mapas de resistencia y superficies de respuesta en la construcción de desarrollos de ingeniería en la región de Barcelona - Puerto la Cruz Estado Anzoátegui, además también describir las propiedades geomecánicas de los geomateriales utilizados en los principales desarrollos de Ingeniería Civil que actualmente se ejecutan en la región Barcelona-Puerto la Cruz Estado Anzoátegui. Se concluyó que pesar de las variaciones encontradas en las propiedades geomecánicas del material extraído de la zona de Curataquiche, Barcelona – Edo Anzoátegui, se pudo demostrar que con una metodología adecuada en el proceso de compactación, se puede garantizar una calidad óptima en el diseño del terreno, destinado al soporte de cargas estructurales, prueba de ello lo certifica los resultados obtenidos en el presente proyecto.

Esta investigación explora los temas de compactación, lo cual es uno de los temas principales de nuestra investigación. Se demostró como la compactación va directamente asociada a los ensayos en el suelo de estudio y la necesidad de investigar y realizar los ensayos pertinentes para conocer más a fondo las características del suelo.

## 2.2. Bases teóricas

### 2.2.1. Antecedentes Históricos

Según David Rogers (2009), la primera norma publicada para probar la compactación mecánica del suelo fue el *método de impacto del estado de California* (en inglés *California Impact Test*), desarrollado en 1929 por James O. Porter de la división de carreteras en la ciudad de Sacramento en California, Estados Unidos. El procedimiento consistía en la determinación de la densidad húmeda del suelo compactado, y la preparación de la curva de densidad húmeda – Contenido de humedad, similar a la que Ralph Proctor desarrolló años más tarde. En la Fig. 3 se puede observar el método empleado y los instrumentos usados en la prueba de Porter.



**Fig. 3.** Método de compactación desarrollado por James O. Porter en 1929.

**Fuente:** Origins of Mechanical Compaction, Sitio Personal de Ph.D J. David Rogers, (2015).



### 2.2.2. Estudio del suelo

De acuerdo a Lambe & Whitman (2014), los métodos de estudio del terreno más utilizados generalmente son los del Cuadro 1 y el tipo de estudio del terreno adecuado de una determinada obra dependerá del tipo de obra, de la importancia y la naturaleza del terreno *in situ*.

Para elaborar un estudio geotécnico es indispensable tomar muestras de suelo en campo y por lo tanto se procede a realizar perforaciones en el subsuelo. Según el autor Braja M. Das (2012), existen diversos métodos para realizar las perforaciones y dependiendo del método que se utilice se pueden obtener dos tipos de muestras: *alteradas* y *no alteradas*. Las muestras alteradas son representativas y se pueden usar para las siguientes pruebas de laboratorio: análisis granulométrico, determinación de los límites líquido y plástico, densidad de los sólidos del suelo, determinación del contenido de humedad y clasificación del suelo.

Sin embargo, las muestras alteradas de suelo no pueden ser usadas para pruebas de consolidación, permeabilidad hidráulica o de resistencia cortante. Para estos tipos de pruebas de laboratorio se usan muestras no alteradas de suelo.

**Cuadro 1. Métodos de estudio del terreno**

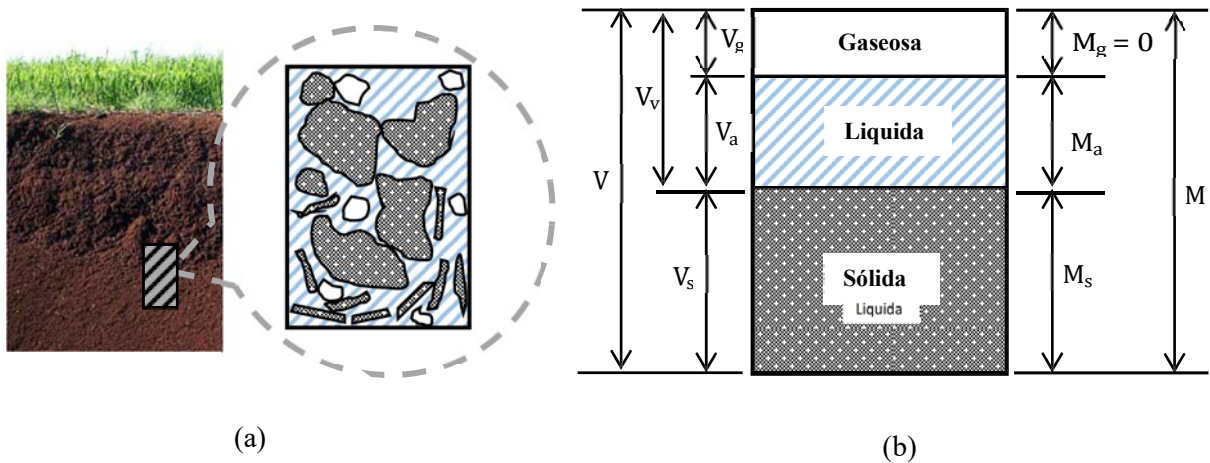
<i>Reconocimiento</i>	<i>Exploración</i>	<i>Pruebas de campo</i>
<ul style="list-style-type: none"><li>• Inspección visual.</li><li>• Fotografía aérea (Fotogrametría).</li><li>• Informes y mapas geológicos.</li><li>• Datos de obras ya realizadas.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Geofísica.</li><li>• Eléctrica.</li><li>• Zanjas (Calicatas) – Muestreo y pruebas.</li><li>• Perforaciones – Muestreo y pruebas.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Pruebas de penetración (SPT).</li><li>• Pruebas de veleta.</li><li>• Determinación del nivel freático – Medida de presiones intersticiales.</li><li>• Pruebas de bombeo.</li><li>• Pruebas de carga.</li><li>• Pruebas de compactación.</li></ul>

**Fuente:** Mecánica de suelos (2014), T. William Lambe & Robert V. Whitman, pág. 89.

### 2.2.3. Las fases del suelo y relaciones entre ellas

De acuerdo con Lambe & Whitman (2014), el suelo es un *sistema discontinuo de partículas*, un elemento de suelo como el de la Fig. 5(b) está constituido por un sistema de varias fases. Un elemento de suelo típico contiene tres (3) fases diferentes: sólida (partículas minerales), gaseosa (aire) y líquida (agua generalmente). En la naturaleza el suelo podría presentarse como lo muestra el elemento de suelo de la Fig. 5(a).

Ahora bien, se pueden deducir relaciones entre estas fases naturales del suelo que son ampliamente útiles para comprender la mecánica de suelos y usarlas en esta investigación.



**Fig. 5.** Relaciones entre fases de un suelo. (a) Elemento de suelo natural.  
(b) División de un elemento en fases.

### **Relaciones de volumen**

La *relación de vacíos*,  $e$ , es la relación del volumen de vacíos al volumen de los sólidos en una masa de suelo:

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

Donde,

$V_v$  = Volumen de vacíos

$V_s$  = Volumen de los sólidos del suelo

La *porosidad*,  $n$ , es la relación del volumen de vacíos al volumen de la muestra de suelo:

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (2.2)$$

Donde,

$V$  = Volumen total de suelo

Se puede relacionar la relación de vacíos con la porosidad con ayuda de la Fig. 5(b) y dividiendo tanto el volumen de vacíos,  $V_v$ , como el volumen total,  $V$ , por el volumen de los sólidos,  $V_s$ , ya que según los principios del álgebra no se altera la expresión. Obteniendo entonces:

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{V_v}{V_s + V_v} = \frac{\frac{V_v}{V_s}}{\frac{V_s}{V_s} + \frac{V_v}{V_s}} \rightarrow \text{Pero: } e = \frac{V_v}{V_s}, \text{ por tanto: } n = \frac{e}{1 + e} \quad (2.3)$$

Otra relación útil se puede obtener despejando  $e$  de la expresión (2.3), para obtener entonces:

$$e = \frac{n}{1 - n} \quad (2.4)$$

El grado de saturación,  $S$ , es la relación del volumen de agua en los espacios vacíos entre el volumen de vacíos, que en general se expresa como un porcentaje:

$$S(\%) = \frac{V_a}{V_v} \times 100 \quad (2.5)$$

donde,

$V_a$  = Volumen de agua

Cuando el volumen de vacíos del suelo está totalmente ocupado por agua se dice que el suelo está saturado y por ello el grado de saturación es 100%.

### ***Relaciones de masa o peso***

En unidades del sistema internacional, **SI**, se emplean Newtons (N) para medir el peso y kilogramo (kg) para la masa. En la práctica se arraigó un hecho que es técnicamente incorrecto de que “la *masa* de un cuerpo es numéricamente igual al valor de su *peso* en kilogramos fuerza”, por lo que se acostumbra a desprestigiar el valor local de la gravedad, es decir, se usa indistintamente el concepto de masa y peso; pero realmente el  $peso = mg$ , y es una fuerza. Por ejemplo, en el sistema técnico, **ST**, usado en la ingeniería práctica, un cuerpo con una masa de 100 kg, tiene un peso de 100 kgf. Por esa razón, en lugar de usar el concepto de *peso específico* se puede usar la *densidad*, porque tiene unidades más manejables para un ingeniero venezolano, es decir,  $kg/m^3$ ,  $Ton/m^3$  o  $g/cm^3$  en lugar de  $N/m^3$ .

Son relaciones de masa, el *contenido de humedad*, la *densidad húmeda*, la *densidad seca* y la *densidad saturada*, las cuales se definen como:

$$\text{Contenido de humedad} = w(\%) = \frac{M_a}{M_s} \times 100 \quad (2.6)$$

Donde:

$M_s$  = Masa de los sólidos del suelo

$M_a$  = Masa del agua

$$\text{Densidad húmeda} = p = \frac{M}{V} \quad (2.7)$$

A veces, se le refiere a la densidad húmeda como *densidad aparente* o *densidad total*.

Donde:

$M$  = Masa total de la muestra de suelo =  $M_s + M_a$

La masa del aire,  $M_g$ , en la masa de suelo se supone que es insignificante.

$$\text{Densidad seca} = p_d = \frac{M_s}{V} \quad (2.8)$$

Si una masa de suelo está saturada, la densidad húmeda del suelo de la ecuación (2.7) resulta igual a la densidad saturada,  $p_{sat}$ . Por lo tanto,  $p = p_{sat}$  si  $V_v = V_a$ .

Si consideramos que el elemento de suelo de la Fig. 5(b) es una muestra representativa de suelo en la que el volumen de los sólidos es igual a la *unidad*, se pueden desarrollar más relaciones útiles cuya deducción se sale de los objetivos de esta investigación, sin embargo, en la Tabla 1 se resumen varias formas de las relaciones que pueden obtenerse para  $p$ ,  $p_d$  y  $p_{sat}$ . Sabiendo que la densidad del agua es,  $p_a = 1000 \text{ kg/m}^3$ .

Tabla 1. Varias formas de relaciones para $p$ , $p_d$ y $p_{sat}$ .		
Relaciones de densidad	Densidad seca	Densidad saturada
$p = \frac{G_s p_a (1 + w)}{1 + e}$	$p_d = \frac{p}{1 + w}$	$p_{sat} = \frac{p_a (G_e + e)}{1 + e}$
$p = \frac{p_a (G_e + S e)}{1 + e}$	$p_d = \frac{G_e p_a}{1 + e}$	$p_{sat} = p_a [(1 - n) G_s + n]$
$p = \frac{G_e p_a (1 + w)}{1 + \frac{w G_e}{S}}$	$p_d = G_e p_a (1 - n)$	$p_{sat} = G_e p_a \left( \frac{1 + w}{1 + w G_e} \right)$
$p = G_e p_a (1 - n) (1 + w)$	$p_d = \frac{G_e p_a}{1 + \frac{w G_e}{S}}$	$p_{sat} = \left( \frac{e}{w} \right) \left( \frac{1}{1 + e} \right) p_a$
	$p_d = \frac{e S p_a}{(1 + e) w}$	$p_{sat} = p_d + n p_a$
	$p_d = p_{sat} - n p_a$	$p_{sat} = p_d + p_a \left( \frac{e}{1 + e} \right)$
	$p_d = p_{sat} - p_a \left( \frac{e}{1 + e} \right)$	

$G_e$ : Gravedad específica.

**Fuente:** Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das, 2012.

## 2.2.4. Tipos de suelos

### 2.2.4.1. Suelos granulares

A los suelos de grano grueso se les llama *arena* o *grava*. El tamaño y forma de los granos se reconoce fácilmente a simple vista. La *permeabilidad* en estos suelos es

grande, el agua se mueve libremente entre los poros y la *compactación* puede ocurrir rápidamente. Estos suelos **no tienen cohesión** pero su *fricción interna* es muy alta.

Según Bañón Blázquez y Beviá García (2007), las principales características de este tipo de suelos son su buena **capacidad portante** y una elevada **permeabilidad**, lo que permite una rápida evacuación del agua en los poros en presencia de cargas externas. Para un cierto contenido de humedad, las partículas más finas presentan una cohesión aparente que desaparece al variar el contenido de humedad.

Las formaciones de arena gruesa y grava se encuentran principalmente en los sedimentos superiores de las montañas, en las terrazas de los ríos y en las dunas, como depósitos eólicos. También se encuentran en las playas como formaciones depositadas por el mar.

Si un suelo en su situación natural se encuentra suelto y existe un escurrimiento de agua, de manera que las partículas se mueven libremente y se perturba, ya sea por movimientos sísmicos u otras vibraciones, el suelo puede “licuarse” y volverse *arena movediza (quick sand)*. El drenaje de una excavación por achique del agua puede ser peligroso en un suelo de este tipo porque puede causar el fenómeno de *licuefacción*, que es el aflojamiento de un suelo inicialmente resistente generándose una gran disminución de su resistencia al corte.

#### **2.2.4.2. Suelos cohesivos**

La fracción más fina en un suelo se llama *arcilla*. Las capas de agua se adhieren a la superficie de las partículas de arcilla, de esta manera al incrementarse el contenido de humedad, las capas de agua se hacen más gruesas y el suelo se expande, mientras que durante el secado el suelo se contrae. La superficie es lisa, brillante y cuando se le salpica con agua adquiere una apariencia jabonosa y resbaladiza, debido a que el agua es absorbida sobre una delgada capa superficial. Al aumentar su contenido de humedad, las arcillas se vuelven plásticas y amasables. La razón por la cual en las arcillas la **fricción es baja** y la **compresibilidad alta** es porque las fuerzas se transmiten a través de las capas de agua, sin embargo, debido a que su **permeabilidad es baja** el proceso de *consolidación* requiere mucho tiempo.

De acuerdo a Bañón Blázquez *et al.* (2007), las partículas de arcilla tienen una relación grande de su superficie respecto a su volumen, lo que les da propiedades importantes. **La cohesión** es la principal propiedad desde el punto de vista mecánico para este tipo de suelos, es una fuerza que mantiene unidas las partículas por el agua que las cubre, siempre y cuando no esté saturado el suelo, esta propiedad aumenta la resistencia al corte del suelo. Además, los suelos arcillosos y limosos pueden **comprimirse bruscamente** si se aumenta su contenido de humedad hasta un valor crítico (aprox. 85% para arcillas y de 40 a 60% para los limos).

Las arcillas de alta plasticidad son generalmente de origen marino o depósitos en los lagos. Si no existen partículas gruesas, es una señal de que la sedimentación de la arcilla ocurrió por *floculación* (aglomeración de partículas) y que se trata de *arcillas sensibles* (*quick clays*).

El lavado o *lixiviación* de la sal de los poros en las arcillas modifica su estructura original y se genera una reducción de su resistencia al corte. Dicho de otra manera, con una perturbación, la arcilla se transforma en una masa pastosa de suelo y agua sin ninguna resistencia al corte. El fenómeno de licuefacción ocurre en las arcillas sensibles, nombre que se les da por su tendencia a fallar por corte. El peligro de este fenómeno es que puede generar el deslizamiento de masas de suelo.

Muchas arcillas plásticas se expanden cuando se agrega agua y luego se contraen cuando se secan, a estos suelos se les conoce como *arcillas expansivas*. Las fundaciones construidas sobre este tipo de arcillas están sometidas a grandes fuerzas de levantamiento ocasionadas por la expansión. Estas fuerzas agrietan, rompen las fundaciones y elementos de una losa de fundación construida sobre una base. Estos suelos generalmente se encuentran en países con regiones áridas como Egipto, Israel, África del Sur, España, Suroeste de los Estados Unidos y Venezuela. En el estado Coro, Venezuela, el terreno es muy expansivo y contiene un mineral llamado *montmorilonita*. Muchos edificios de Coro han sufrido daños por las fuerzas de levantamiento, pero estos problemas comúnmente se asocian a estructuras ligeras como pequeños edificios, vertederos de presas y pavimentos de carreteras.

### 2.2.4.3. *Suelos mixtos*

Cabe mencionar que en la naturaleza, se encuentra por lo general los suelos *mixtos*, es decir, suelos de granulometría combinada, existe una cantidad muy grande de combinaciones posibles de suelos diferentes, en la mecánica de suelos se supone que la mayor fracción de un suelo mixto es la que predomina. Por ejemplo, un suelo con grava y arena que presente más arena que grava probablemente tenga una estructura con las propiedades de una arena y en menor proporción las propiedades de la grava.

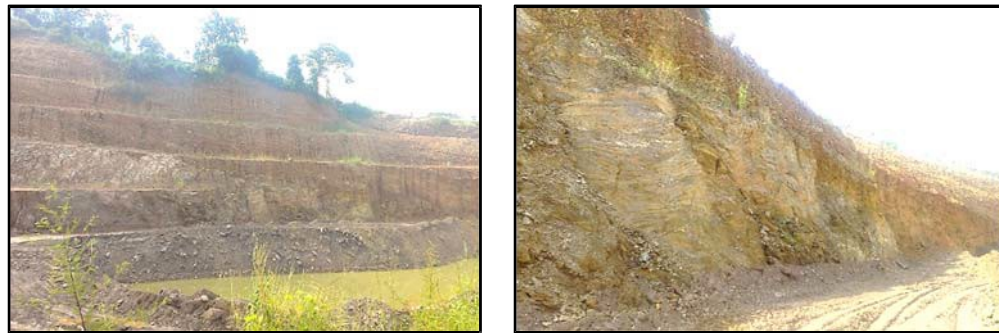
### 2.2.5. **Material de relleno y sus aplicaciones en ingeniería**

Según Lambe & Whitman (2014), una masa de suelo colocada por el hombre se denomina *terraplén* o *relleno* y al proceso se le suele llamar *rellenado*. Desde el período neolítico la tierra se ha utilizado para la construcción de monumentos, tumbas, viviendas, vías de comunicación y estructuras para retención de agua. Un terraplén constituye realmente un depósito “sedimentario” en el que el hombre realiza todos los procesos de formación; el suelo se extrae por excavación o explotación de un yacimiento o *zona de préstamo* como la de la Fig. 6, luego se transporta mediante un vehículo que puede ser un camión, trailla, camioneta, bulldozer o por medio de barcazas o tuberías y se deposita por vertido directo. El material puede dejarse tal como cae o puede tratarse mecánicamente para aumentar su compactación.

De acuerdo con Bañón Blázquez *et al.* (2007) se entiende por relleno todo depósito de materiales procedentes de aportes de tierras procedentes de otras obras. También puede entenderse por relleno, todo depósito de escombros procedentes de demoliciones, vertederos industriales, basureros, etc. El comportamiento mecánico de estos suelos es muy malo, ya que al no estar compactados presentarán altos grados de compresibilidad y la aparición de asentamientos excesivos e impredecibles. Para reducir este problema, debe compactarse el mismo empleando métodos de **precarga** del terreno (método muy lento) o **inundarlo** para provocar su colapso en el caso de que su estructura interna sea inestable.

Cuando un ingeniero emplea el suelo como material de construcción debe seleccionar el tipo adecuado de suelo, el método de colocación y controlar dicha

colocación en obra. El problema más común en este tipo de construcción se debe a la gran diversidad de puntos de extracción de material de las zonas de préstamo. El deber ser es garantizar que las propiedades del material colocado correspondan a las supuestas en el proyecto. El material de relleno usado en este trabajo lo puede ver en el ANEXO A y las coordenadas del lugar de extracción se pueden consultar en el ANEXO D.



**Fig. 6.** Cantera de material de relleno en Maco Maco, San Diego, Venezuela

El uso de los rellenos como material de construcción se emplea en las siguientes obras:

#### **2.2.5.1. Presas de tierra**

Una *presa de tierra* se construye para crear un embalse de agua con la finalidad de generar energía eléctrica o abastecer con agua a una población. En una presa de tierra se usa como material de relleno la arcilla para el *núcleo*, que permite escasas filtraciones; entre el núcleo y el embalse se coloca un manto de rocas pesadas sobre una capa de grava, ésta capa o filtro de grava impide que los grandes bloques del manto rocoso dañen el núcleo arcilloso y el manto rocoso impide la erosión del núcleo por las aguas de lluvia o del mismo embalse. En la Fig. 7 se muestra una típica presa de tierra *mixta*, se le llama así porque tiene varios tipos de materiales en su sección transversal.

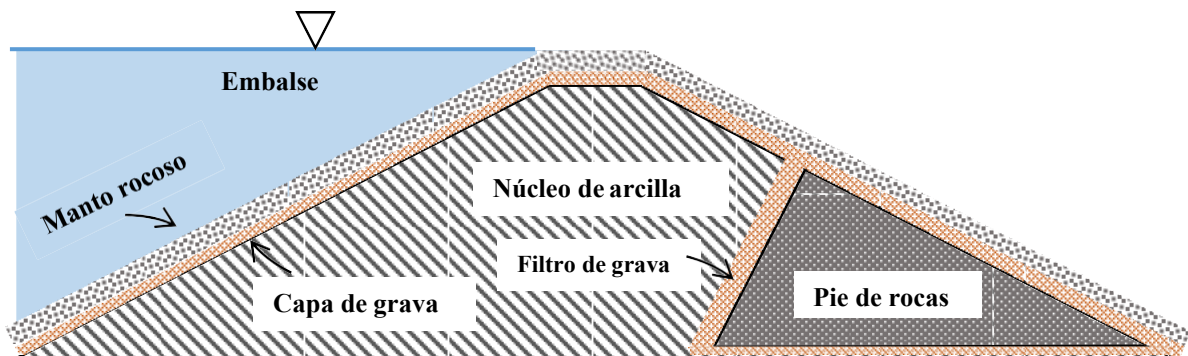


Fig. 7. Presa de tierra.

#### 2.2.5.2. Estructuras de recuperación de tierras

La formación de *islas artificiales* se está volviendo una solución en muchas partes del mundo donde no existe un lugar adecuado para construir, esto es cierto en instalaciones portuarias y marítimas, las cuales deben situarse en la costa. Para compensar esta escasez, cada vez más se forman grandes sitios de construcción con rellenos. En Maracaibo, Venezuela, se construyó una isla artificial hincando una pantalla de pilotes de concreto que cercaba un área de 850 m de longitud por 600 m de ancho, luego se dragó tierra del fondo del lago de Maracaibo, transportándola por bombeo al área protegida por la pantalla hasta que el nivel del relleno alcanzó la altura deseada. En los emiratos árabes unidos, en la costa de la ciudad de Dubái se construyeron tres islas artificiales llamadas *Palm Islands*, una de ellas se muestra en la Fig. 8, estas islas albergan una infraestructura de tipo comercial y residencial, y se construyeron dragando el material de relleno del fondo del Golfo Pérsico.



Fig. 8. Isla artificial en Dubái, Emiratos Árabes Unidos.

### 2.2.5.3. Pavimentos

La construcción de *pavimentos* de carreteras y aeropuertos es uno de los usos más difundidos del suelo como material de construcción. Los pavimentos pueden ser flexibles o rígidos. En un pavimento flexible como el de la Fig. 9 las cargas de rueda se reparten en una superficie suficientemente grande para que no se produzcan tensiones excesivas sobre el terreno de fundación. El pavimento rígido está formado por una losa de concreto reforzado con suficiente resistencia a la flexión. Generalmente la base de un pavimento está compuesta por material de relleno que puede ser grava o piedra triturada, pero cuando el traslado del mismo al sitio de construcción resulta ser muy costoso o las propiedades del material local no son adecuadas, puede resultar más económico mejorar el suelo mediante estabilización química o mecánica.

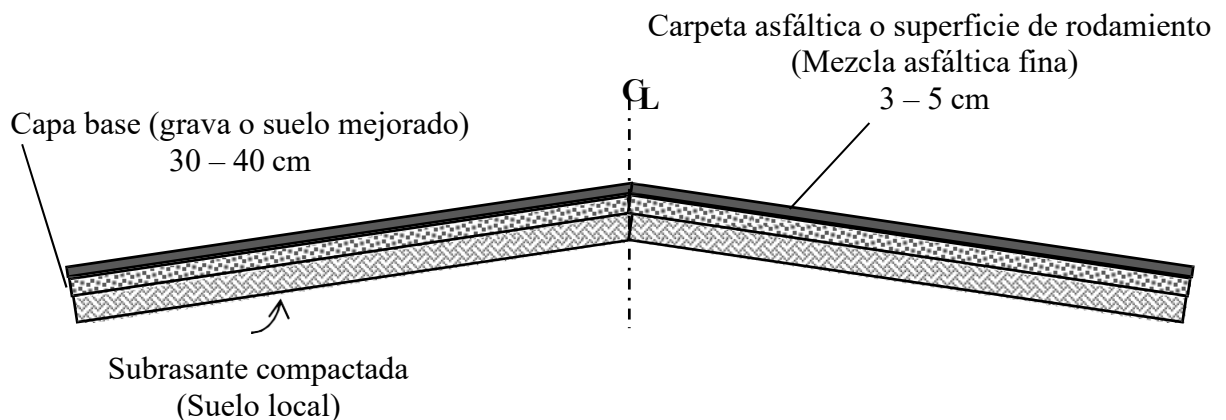


Fig. 9. Material de relleno usado para pavimento flexible en carreteras.

#### 2.2.5.4. Los terraplenes

Un *terraplén* se construye con material de relleno en capas que generalmente no superan los 0,30 m de espesor y que son compactadas con rodillo. Se puede excavar material con maquinaria para formar un *corte* en el terreno y así obtener el material de relleno para formar un *terraplén*, tal como se observa en la Fig. 10(a). Los terraplenes son construidos para salvar las diferencias de altura en el relieve del terreno en un proyecto de un ferrocarril o de una carretera, también se emplean para la construcción de edificios pesados en terrenos blandos con una técnica conocida como *precarga*, en la cual el peso del terraplén permite consolidar el terreno blando mejorando sus propiedades resistentes y una vez eliminado el terraplén se procede a construir el pesado edificio. Se le llama *talud* a la pendiente o inclinación dada a las paredes de los suelos para evitar su deslizamiento; la estabilidad de un talud es de gran importancia para los cortes y terraplenes en donde se desee determinar la máxima inclinación de esta superficie. Si la pendiente del talud es demasiado pronunciada, parte de las masas de tierra pierden su estabilidad y se puede generar un peligroso deslizamiento como el de la Fig. 10(b).

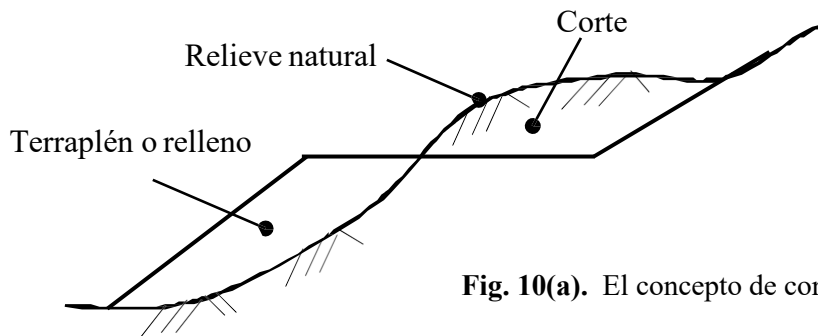


Fig. 10(a). El concepto de corte y terraplén.

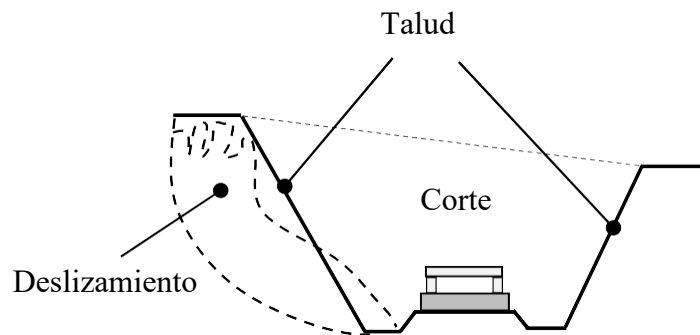


Fig. 10(b). Talud inestable de un corte para un ferrocarril

### 2.2.6. Ensayos de Identificación visual de los suelos

No es fácil alcanzar la práctica necesaria y suficiente en la identificación de los suelos para poder clasificarlos a simple vista y al tacto. En todo caso es necesario realizar ensayos de rutina, como son el *análisis granulométrico* y la determinación de los *límites de consistencia*, también conocidos como *límites de Atteberg*. Estos probablemente nos dirán más sobre las propiedades del suelo, aunque se pueden hacer algunos ensayos algo subjetivos para identificar una muestra de suelo.

Según Árpád Kézdi (1975), el suelo se denomina frecuentemente según la porción de granos que predomina en él. Sin embargo, existen siete (7) ensayos de identificación visual sencillos que sirven para determinar la fracción predominante de un suelo y para facilitar su clasificación.

- *Examen visual de los granos de arena y grava*: La forma de los granos puede ser angular, lisa, redondeada, etc. Examinemos la dureza, la posible capa adherida a la superficie de los granos, el grado de su meteorización, etc. Para juzgar la gradación, se extiende una muestra representativa sobre una superficie plana y se examina la *distribución uniforme o no* de los diversos tamaños.
- *Ensayo de dilatancia*: Este ensayo sirve para distinguir entre arena, limo y arcilla. Una pequeña muestra de suelo húmedo se extiende sobre la palma abierta de la mano, se agita horizontalmente golpeando una mano contra la otra varias veces y luego se aprieta, cerrando la mano ligeramente. Si durante la agitación la superficie de la muestra se pone brillante por la aparición del agua, pero luego, al apretar la mano se endurece y se vuelve quebradiza, el suelo en cuestión puede ser una *arena fina* o *limo*. Si la reacción ocurre muy rápidamente, el suelo no tiene plasticidad, es una *arena fina*. Una reacción lenta indica una *arena limosa* o un *limo arenoso de baja plasticidad*; si no ocurre ninguna reacción, el suelo es una *arcilla*, o un *limo arcilloso*.
- *Resistencia en estado seco*: Un terrón de suelo, secado al aire, del tamaño aproximado de una nuez, se aprieta tratando de romperlo entre los dedos. Si esto se logra a una presión pequeña, el suelo es *arena fina*, *arena limosa* o

*limo inorgánico arenoso*. Si sólo se rompe bajo una presión considerable, es una *arcilla* de plasticidad *baja* o *mediana*, una *arcilla limosa* o *arcilla arenosa*. Si no podemos romperlo entre los dedos, puede ser una *arcilla inorgánica de alta plasticidad* o posiblemente, una arena estabilizada con algún agente cementante, por ejemplo, cal u óxido de hierro.

- *Plasticidad*: Los granos gruesos ( $d > 2$  mm) se separan de la muestra, la cual se mezcla con un poco de agua hasta homogeneizarla, y se amasa sobre una superficie plana en rollos con un diámetro aproximado de 3 mm, hasta que éstas empiecen a romperse. Si el rollo es tenaz y puede volver a ser unido hasta formar una bola, la *plasticidad es alta*. Si la muestra nuevamente amasada se vuelve quebradiza, el suelo es de *plasticidad mediana*. La *plasticidad es baja* si los rollos sólo pueden formarse con mucho cuidado y son muy quebradizos.
- *Color y olor*: El color y el olor de un suelo siempre deben anotarse como elementos de identificación, a fines de que contribuyan a definir la aclaración de su origen y posibles impurezas. Debido a las materias orgánicas en descomposición, las arcillas inorgánicas húmedas tienen un olor fuerte que es característico. Calentándolas ligeramente el olor se intensifica. Las arcillas al humedecerlas despiden un olor característico.
- *Tratamiento con ácido clorhídrico*: Se dejan caer sobre la muestra de suelo algunas gotas de ácido clorhídrico diluido al veinte por ciento (20%); si se nota efervescencia, el suelo contiene *cal*. De la intensidad y duración de la efervescencia se puede estimar el contenido aproximado de carbonato de calcio ( $\text{CaCO}_3$ ). De acuerdo con la Sociedad Suiza de Ensayos de Materiales, pueden considerarse los datos siguientes para determinar el contenido de calcio:
  - No efervescencia < 1%
  - Efervescencia débil de poca duración 1 al 2%
  - Efervescencia fuerte de poca duración 2 al 4%
  - Efervescencia fuerte de larga duración > 5%

- *Brillo de la muestra:* Una muestra seca, o casi seca, se trata de pulir con la uña o con la punta de un cuchillo, aplicando una presión fuerte. Si de esta manera se obtiene una superficie brillante, se trata de una *arcilla*; en el caso de un *limo* la superficie siempre permanece mate y opaca.

### **2.2.7. Contenido de humedad**

Según Árpád Kézdi (1975), el contenido de humedad afecta principalmente a los suelos cohesivos, su resistencia interna, capacidad de soporte, compresibilidad, etc. El contenido de humedad de un suelo se define como la *relación de la masa del agua que se encuentra en el suelo respecto a la masa del suelo seco* y se expresa generalmente en porcentaje.

#### ***Ensayo de contenido de humedad***

##### **Norma Consultada**

**ASTM D-2216 (1998):** Determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) de los suelos y rocas por medio de la masa.

##### **Procedimiento**

- Elegir un recipiente hermético para el ensayo y medir su masa (sin la tapa) con una balanza.
- Tomar una cierta cantidad de suelo húmedo, colocarlo en el recipiente y medir su masa (sin la tapa) con una balanza.
- Colocar el recipiente sin tapa en el horno a una temperatura de 105 °C, hasta que no se aprecien variaciones en su masa. Este tiempo, para pequeñas muestras de suelos granulares es de 1 a 2 horas, para suelos cohesivos de 8 a 10 horas, aproximadamente.
- Después de secar la muestra, se debe dejar enfriar a temperatura ambiente.
- Determinar la masa correspondiente a la muestra seca. La cantidad de agua evaporada es igual a la diferencia entre las dos masas.

**Nota:** El secado a 105 °C evapora solamente el agua libre más la absorbida en los poros, el agua que rodea la superficie de los minerales permanece en el suelo a esa temperatura. La llamada “masa seca” antes mencionada entonces incluye todavía una cantidad importante de agua.

- Calcule el contenido de agua (humedad) del material, como sigue:

$$w = \frac{(M_{rmh} - M_{rms})}{(M_{rms} - M_r)} \times 100 = \frac{M_a}{M_s} \times 100 \quad (2.9)$$

Donde:

$w$  = Contenido de agua o de humedad, %.

$M_{rmh}$  = Masa del recipiente y la muestra húmeda, g.

$M_{rms}$  = Masa del recipiente y la muestra secada en horno, g.

$M_r$  = Masa del recipiente, g.

$M_a$  = Masa del agua ( $M_a = M_{rmh} - M_{rms}$ ), g.

$M_s$  = Masa de las partículas sólidas ( $M_s = M_{rms} - M_r$ ), g.

De acuerdo a Árpád Kézdi (1975) en condiciones promedio el contenido de humedad natural de los distintos tipos de suelos es diferente, ya que los suelos compuestos de partículas más finas tienen la capacidad de absorber más agua. La Tabla 2 da una idea aceptable para los contenidos de humedad de distintos suelos en **condiciones promedio**, esto sirve como referencia para comprobar los resultados de laboratorio.

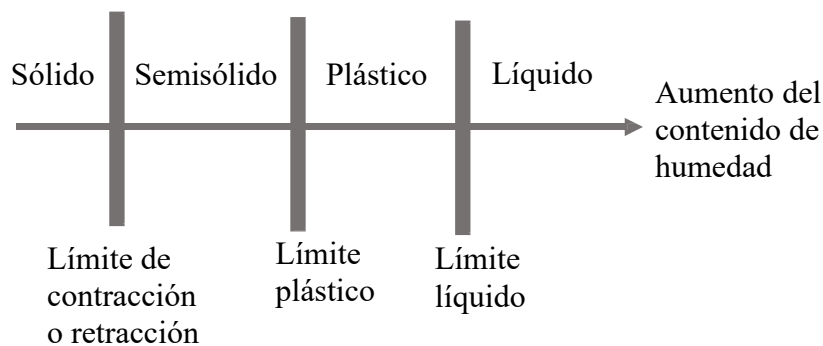
<b>Tabla 2. Contenidos de humedad promedios</b>	
<b>Tipo de suelo</b>	<b>w (%)</b>
Arena húmeda	< 5
Arena saturada	::: 20
Arena fina	10 - 15
Limos	10 - 20
Arcilla	20 - 30
Limo orgánico	40 - 80
Arcilla Orgánica	50 - 150
Turba	Varios cientos %

**Fuente:** Manual de la mecánica de suelos, Tomo I, Árpád Kézdi, pág. 41, (1975).

### 2.2.8. Consistencia del suelo (Límites de Atteberg)

En 1900, un científico sueco llamado Albert Mauritz Atteberg desarrolló un método para describir la consistencia de los suelos de grano fino con diferentes

contenidos de humedad. Cuando el contenido de humedad es bajo, el suelo se comporta más como un sólido quebradizo. Cuando el contenido de humedad es muy alto, el suelo y el agua fluyen como un líquido. En consecuencia, arbitrariamente y dependiendo del contenido de humedad, el comportamiento del suelo se puede dividir en cuatro (4) estados básicos: sólido, semisólido, plástico y líquido, tal como se ve en la Fig. 11.



**Fig. 11.** Límites de consistencia o límites de Atterberg

Según Árpád Kézdi (1975), se entiende por consistencia de un material el grado de unión interna que determina su estado físico. El contenido de humedad en el cual el suelo pasa de un estado a otro, depende fundamentalmente del tipo de suelo; por esta razón, estos valores son importantes para identificar y clasificar el suelo. La técnica experimental que se encontró más apropiada para la ingeniería práctica, fue tomada de las investigaciones de Atterberg (1911) y originalmente se desarrollaron para la ciencia del suelo en la agricultura.

El contenido de humedad, expresado en porcentaje, en el que se lleva a cabo la transición del estado sólido al estado semisólido se define como el *límite de contracción o retracción*. El contenido de humedad en el punto de transición del estado semisólido al estado plástico es el *límite plástico*, y del estado plástico al estado líquido es el *límite líquido*. Estos límites son conocidos también como *límites de Atterberg*.

### ***Límite líquido (LL)***

En la figura 12 se muestra un dispositivo para realizar una prueba de límite líquido. Este dispositivo propuesto por A. Casagrande (1932), consiste en una copa de bronce y una base de goma dura. La copa de bronce se puede soltar sobre la base por una leva accionada por una manilla.

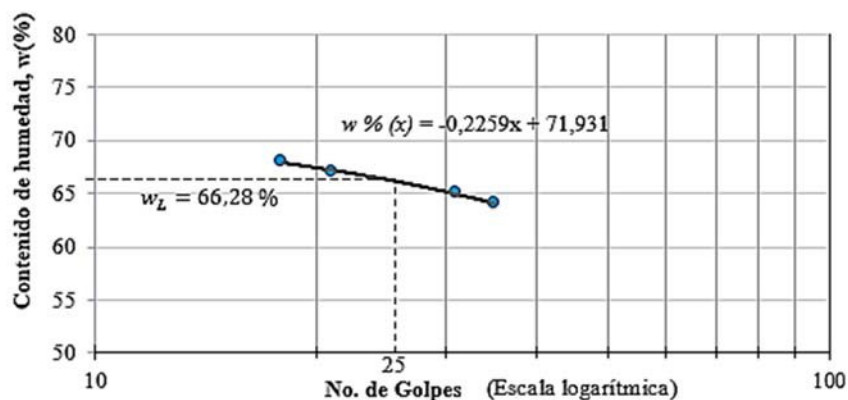
El contenido de humedad, en porcentaje, necesario para cerrar una ranura en una muestra de suelo en la copa, una distancia de 13 mm a lo largo de la parte inferior a los 25 golpes se define como el *límite líquido, LL*. La figura 12 muestra también la herramienta para hacer la ranura.

Es difícil ajustar el contenido de humedad en el suelo para satisfacer el cierre requerido de 13 mm de la ranura en la pasta de suelo con 25 golpes. Por lo tanto, al menos se realizan cuatro (4) pruebas para el mismo suelo variando el contenido de humedad y así determinar el número de golpes,  $N$ , necesario para lograr el cierre, que varía entre 15 y 35. Según el Método A de la norma ASTM D-4318, el contenido de humedad del suelo en porcentaje y el correspondiente número de golpes se representan gráficamente en un papel cuadrículado semilogarítmico (figura 13). La relación entre el contenido de humedad y  $\log(N)$  es casi como una línea recta. Esto se conoce como *curva de flujo*. El contenido de humedad correspondiente a  $N = 25$ , determinado a partir de la curva de flujo, da el límite líquido del suelo.

Según Maria Fratelli (1993) las arcillas arenosas tienen valores de  $LL$  alrededor de 20%, los limos y arcillas evidencian  $LL$  del orden de 80 a 100%, la mayoría de los suelos arcillosos en Venezuela les corresponde un  $LL$  del 40 a 60%.



**Fig. 12.** Copa de Casagrande y herramienta estándar para hacer una ranura



**Fig. 13.** Gráfica w(%) – No. golpes para determinar el LL

### *Ensayo de límite líquido*

#### **Normas Consultadas**

- **ASTM D-4318 (2000):** Métodos de prueba estándar para el Límite Líquido, Límite Plástico e Índice de Plasticidad del suelo.

#### **Equipos y Materiales**

- Dispositivo de límite líquido (Copa de Casagrande), Vea el ANEXO F.
- Agua destilada o desmineralizada
- Herramienta plana estándar para hacer ranuras
- Balanza
- Recipientes para mezclado de la muestra y otros para almacenarla
- Recipiente para almacenar agua desmineralizada
- Espátula

#### **Procedimiento**

##### **Muestreo**

Se obtiene una porción representativa de la muestra total y tomar de 150 g a 200 g de material que pasa el tamiz No. 40 (0,425 mm).

### **Método A: Ensayo de límite líquido para varios puntos**

- Mezclar a fondo la muestra con una espátula y si es necesario ajuste el contenido de humedad añadiendo agua destilada o desmineralizada hasta que la consistencia requiera alrededor de 25 a 35 golpes de la copa de Casagrande para cerrar la ranura.
- Usando una espátula, coloque una parte de la muestra preparada en el punto de la copa que se apoya en la base, apriétela hacia abajo y extiéndala a profundidad de unos 10 mm desde el punto más profundo hasta formar una superficie aproximadamente horizontal.
- Con la herramienta estándar, dibuje una ranura en la superficie del suelo, con el borde biselado hacia adelante, en una línea que une el punto más alto con el punto más bajo del borde de la copa. Mantenga la herramienta perpendicular a la superficie de la copa cuando haga el movimiento.
- Compruebe que no caigan restos de suelo en la base de la copa.
- Levante y suelte la copa girando la manilla a dos (2) golpes por segundo hasta que las dos mitades de la porción de suelo entren en contacto en la parte inferior de la ranura a lo largo de una distancia de aprox. 13 milímetros, como se ve en la Fig. 14.

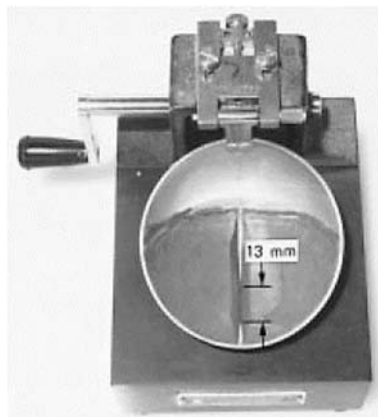
**Nota:** Si el suelo desliza en la superficie de la copa repita los pasos anteriores con un mayor contenido de humedad. Si después de varios ensayos con contenidos de humedad cada vez más altos la porción de suelo continúa deslizando en la copa o si el número de golpes necesarios para cerrar la ranura es siempre menor que 25, anote que el límite líquido no se pudo determinar y reporte que el suelo es *no plástico* sin necesidad de realizar el ensayo de límite plástico.

- Anote el número de golpes,  $N$ , necesarios para cerrar la ranura. Retire un trozo de suelo de aproximadamente el ancho de la espátula, extendiéndola de borde a borde en ángulo recto con la ranura y que incluye la porción de la ranura en la que ambas partes de suelo se unieron, colóquelo en un recipiente de masa conocida y tápelo.

- Devuelva el suelo que queda en la copa al recipiente de mezclado. Lave y seque la copa y la herramienta para hacer la ranura y prepare la copa para el siguiente ensayo.
- Vuelva a mezclar toda la muestra en el recipiente de mezclado añadiendo agua desmineralizada para aumentar el contenido de humedad del suelo y reducir el número de golpes necesarios para cerrar la ranura. Uno de los ensayos deberá ser para un cierre de 25 a 30 golpes, uno para el cierre de entre 20 y 30 golpes y otro para un cierre que requiere entre 15 y 25 golpes.
- Determine el contenido de humedad de la muestra de suelo para cada ensayo.

#### **Cálculos**

- Con los datos de cada ensayo, dibuje una gráfica en papel semilogarítmico del contenido de humedad  $w(\%)$  en el eje de las ordenadas (escala aritmética) y el número de golpes,  $N$ , en el eje de las abscisas (escala logarítmica). A continuación, trace la mejor línea a través de los puntos dibujados.
- Tome el contenido de humedad en la ordenada que corresponde al valor de  $N = 25$  golpes en el eje de las abscisas, ese valor será el límite líquido, LL.



**Fig. 14.** Porción de suelo después que la ranura se ha cerrado.

**Fuente:** Norma ASTM D-4318

#### **Método B: Ensayo de límite líquido para un solo punto**

- Proceda con el paso uno (1) hasta el paso seis (6) del Método A, excepto que el número de golpes necesarios para cerrar la ranura será de 20 a 30. Si se requieren menos de 20 o más de 30 golpes, se debe ajustar el contenido de humedad del suelo y repetir el procedimiento.

- Inmediatamente después de retirar la muestra de suelo con su contenido de humedad, como se describe en el paso seis (6) del Método A, se debe remoldear el suelo en la copa y añadir una pequeña cantidad de suelo. El exceso de secado o mezclado inadecuado hará que el número de golpes varíe. Repita los pasos dos (2) al seis (6) del Método A, y si el segundo cierre de la ranura necesita el mismo número de golpes o no más de dos golpes de diferencia, asegure otro contenido de humedad en la muestra. De lo contrario, remezclar toda la muestra y repetir.
- Determine el contenido de humedad de las muestras según ASTM D-2216.

**Cálculos**

- Determine el límite líquido para cada muestra con contenido de humedad, usando una de las ecuaciones siguientes:

$$LL = w \left( \frac{N}{25} \right)^{0,121} \quad (\text{Lambe, 1951 \& Wwys. Exp. St. , 1949}) \quad (2.10)$$

o

$$LL = k w \quad (2.11)$$

donde,

$LL$  = Un punto del límite líquido para una prueba dada, %

$N$  = Número de golpes que causan que se cierre la ranura en un cierto ensayo.

$k$  = Factor dado en la Tabla 3.

- Se toma como el límite líquido,  $LL$ , el promedio de los valores obtenidos de límite líquido de dos ensayos, redondeado al número entero más próximo. Si la diferencia entre los valores de límite líquido de dos ensayos es mayor a uno (1) por ciento, repita la prueba.

<b>Tabla 3.</b> Factores para obtener el límite líquido a partir del contenido de humedad y el # de golpes que causan el cierre de la ranura.	
<b>N</b> (Número de golpes)	<b>k</b> (Factor del límite líquido)
20	0,973
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

**Fuente:** Norma técnica ASTM D-4318 (2000).

El estándar ASTM D-4318 recomienda usar el Método A para operadores sin experiencia, ya que se obtienen resultados con mayor precisión, el Método B se puede usar para estudios de suelos en obras de pequeña importancia.

### **Límite plástico (LP)**

El *límite plástico* se define como el contenido de humedad, en porcentaje, en el que el suelo al enrollarse en hilos de 3 mm de diámetro se desmorona. El límite plástico es el límite inferior del estado plástico del suelo. La prueba es simple y se realiza mediante el enrollado repetitivo a una masa de suelo con forma elíptica, sobre una placa de vidrio esmerilado (figura 15).



**Fig. 15.** Materiales para elaborar la prueba del límite plástico

## ***Ensayo de límite plástico***

### **Norma Consultada**

- **ASTM D-4318 (2000):** Métodos de prueba estándar para el Límite Líquido, Límite Plástico e Índice de plasticidad de los suelos.

### **Equipos y Materiales**


- Placa de vidrio esmerilado
- Agua destilada o desmineralizada
- Recipiente para almacenar la muestra
- Espátula
- Tamiz No. 40
- Botella con agua
- Horno para secar
- Bandeja de lavado

### **Procedimiento**

#### **Muestreo**

- Seleccionar una porción de suelo de 20g o más, a partir del material restante después de la finalización de la prueba de límite líquido. Reducir el contenido de humedad del suelo a una consistencia a la que puede ser enrollado sin que se pegue a las manos, extendiéndolo o mezclándolo continuamente en la placa de vidrio o en la bandeja de mezclado/almacenamiento.

#### **Ensayo**

- Seleccione una porción de 1,5 o 2 gramos y forme una masa con forma elíptica. 
- Enrolle la masa de suelo frotándolo con las manos o con un dispositivo de enrollado.

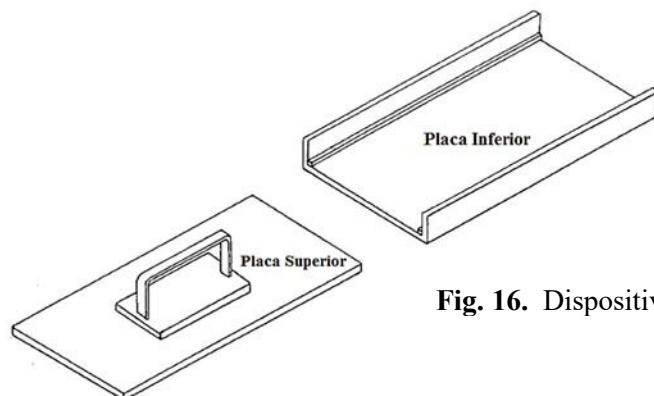
*Método manual:* Enrolle la masa entre la palma de la mano o los dedos y la placa de vidrio esmerilado, con una presión suficiente para enrollar la masa en un hilo de diámetro uniforme en toda su longitud (ver Nota 1). El hilo se deformará cada vez más hasta que su diámetro sea de tres (3) mm, en no más de dos (2) minutos (ver Nota 2). La presión de los dedos necesaria variará de

acuerdo al suelo que se pruebe, esta presión normalmente es mayor en suelos con alta plasticidad. Los suelos frágiles de baja plasticidad se enrollan mejor con el borde externo de la palma de la mano o con los dedos.

**Nota 1:** Un rango normal de enrollado para la mayoría de los suelos es de 80 a 90 frotadas por minuto, contando una frotada como un movimiento completo de la mano hacia adelante y hacia tras desde la posición inicial. Este rango de enrollado puede disminuirse para suelos muy frágiles.

**Nota 2:** Es útil usar una varilla o tubo de tres (3) mm de diámetro para compararla con el hilo de suelo y comprobar cuándo se ha alcanzado el diámetro necesario.

*Método con dispositivo para enrollar:* Coloque un papel liso en las placas superior e inferior del dispositivo de enrollado para el límite plástico. Coloque una o varias masas de suelo en la placa inferior en el punto medio entre los rieles de deslizamiento y coloque la placa superior en contacto con las masas de suelo (ver Fig. 16). Al mismo tiempo, aplique una fuerza ligera hacia abajo con un movimiento de vaivén a la placa superior de manera que haga contacto con los rieles laterales del dispositivo. Durante este proceso de enrollado, los extremos del hilo de suelo no deberán ponerse en contacto con la parte lateral del dispositivo (si esto ocurre, ruede una masa de suelo más pequeña).



**Fig. 16.** Dispositivo para enrollar

- Cuando el diámetro del hilo sea de tres (3) mm, romper el hilo en varias piezas. Apriete las piezas juntas y amase entre los dedos pulgar e índice de

cada mano, remodelar a una masa elipsoidal y enrolle de nuevo. Continúe con este enrollado alternado para hacer un hilo de tres (3) mm de diámetro reuniendo, amasando y enrollando, hasta que el hilo se desmorone bajo la presión necesaria para enrollarlo y el suelo ya no se pueda enrollar en un hilo de tres (3) mm. No importa si el hilo se rompe en hilos de menor longitud. El único requisito para continuar con la prueba es que los hilos puedan remodelarse en una masa con forma de elipse y enrollarse de nuevo.

**Nota:** El operador en ningún momento deberá generar la rotura en exactamente tres (3) mm de diámetro para permitir que el hilo llegue a los 3 mm, entonces, debe reducir el ritmo de frotamiento, la presión de la mano o ambos, mientras continua enrollando sin deformación adicional hasta que el hilo se rompa en pedazos. Se admite, sin embargo, para reducir la cantidad total de deformación de suelos poco plásticos hacer que el diámetro inicial de la masa con forma elíptica esté más cerca a los tres (3) mm de diámetro final requeridos. Si el desmoronamiento ocurre cuando el hilo tiene un diámetro mayor a tres (3) mm, esto se considera el final de la prueba, siempre que el suelo haya sido enrollado previamente en un hilo de 3 mm de diámetro. El desmoronamiento del suelo se manifiesta de diferentes formas para distintos tipos de suelo. Algunos suelos se deshacen en varias partículas pequeñas, otros forman una capa tubular externa que se empieza a dividir en ambos extremos. La división avanza hacia el centro, y finalmente el hilo se desmorona en muchas partículas laminares pequeñas. Los suelos de arcillas grasosas necesitan mucha presión para deformar el hilo en partículas al acercarse al límite plástico; con estos suelos, el hilo se rompe en una serie de segmentos con forma de barril de unos 3 a 9,5 mm de longitud.

- Reúna las partes de hilos desmoronados y colóquelo en un recipiente de masa conocida. Cubrir inmediatamente el recipiente.
- Seleccione otra porción de 1,5 a 2 g de suelo de la muestra para el ensayo y hacer los pasos dos (2) y tres (3) del procedimiento hasta que el recipiente tenga el menos 6 g de suelo.

- Elabore los pasos anteriores de nuevo para formar otro recipiente que contenga al menos 6 gramos de suelo.
- Determine el contenido de humedad del suelo en los recipientes según la norma ASTM D-2216.

#### **Cálculos**

- Calcule el promedio de los dos contenidos de humedad (ensayos de límite plástico) y redondee al número entero más cercano. Este valor es el límite plástico, *LP*. Repita la prueba si la diferencia entre los dos límites plásticos de los ensayos es mayor que el intervalo aceptable para la precisión de un solo operador (1,4 por ciento).

#### ***Límite de Contracción o Retracción (LC)***

La masa de suelo se contrae a medida que éste pierde humedad gradualmente. Con la pérdida continua de humedad se alcanza un estado de equilibrio hasta el punto en el que más pérdida de humedad no producirá ningún cambio de volumen adicional. El contenido de humedad, en porcentaje, en el que termina el cambio de volumen de la masa de suelo se define como *límite de contracción (LC)*. La norma ASTM D-4943 describe un método de inmersión de la porción de suelo secado en el horno en una olla de cera fundida. Al enfriarse la porción de suelo encerado se determina su volumen sumergiéndola en agua.

De acuerdo a Maria Fratelli (1993), en arenas el *LC* se encuentra muy próximo al límite líquido y en los suelos de arena arcillosa, dependiendo del contenido de arcilla y limo el *LC* puede estar en el orden de 12 a 20%. En las arcillas, el *LC* generalmente alcanza valores entre el 5 y 10%

Aunque el límite de contracción es importante, es poco útil en la tarea de clasificación del suelo, por lo tanto, no se requiere para algunos estudios de suelos.

#### **2.2.9. Carta de plasticidad**

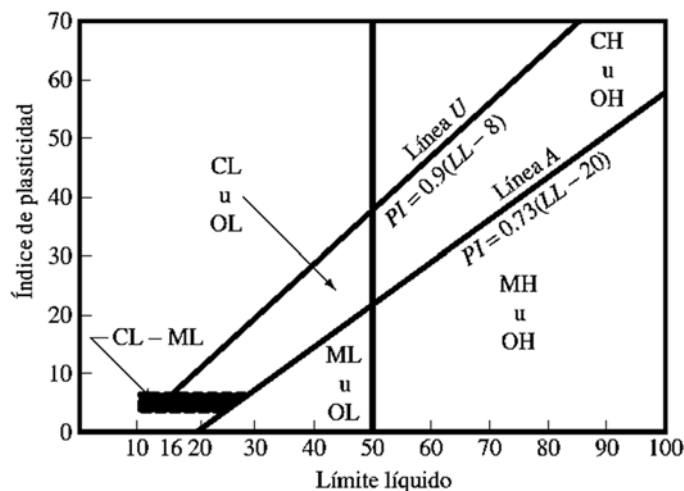
Los límites líquido y plástico se determinan por pruebas de laboratorio relativamente sencillas que proporcionan información sobre la naturaleza de los suelos cohesivos. Las pruebas han sido utilizadas ampliamente por los ingenieros para correlacionar varios parámetros físicos del suelo, así como para la identificación

del mismo. Arthur Casagrande (1932), estudió la relación del índice de plasticidad con el límite líquido de una amplia variedad de suelos naturales. Sobre la base de los resultados de pruebas, se propuso una carta de plasticidad como la que se muestra en la figura 17. La característica importante de este cuadro es la línea *A* empírica que está dada por la ecuación  $IP = 0,73(LL - 20)$ . La línea *A* separa las arcillas inorgánicas de los limos inorgánicos.

Las gráficas de los índices de plasticidad contra límites líquidos *de arcillas inorgánicas* se encuentran por encima de la línea *A*, y las de *limos inorgánicos* se encuentran por debajo de esta línea. Los *limos orgánicos* se grafican en la misma región (por debajo de la línea *A* y con *LL* que va de 30 a 50), como los *limos inorgánicos* de compresibilidad media. Las *arcillas orgánicas* se grafican en la misma región que los *limos inorgánicos de alta compresibilidad* (por debajo de la línea *A* y *LL* mayor de 50). La información proporcionada en la carta de plasticidad es de gran valor y es la base para la clasificación de los suelos de grano fino en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Considere que una línea llamada *U* se encuentra por encima de la línea *A*. La línea *U* es de aproximadamente el límite superior de la relación del índice de plasticidad al límite líquido para cualquier suelo encontrado hasta ahora. La ecuación de la línea *U* se puede dar como:

$$IP = 0,9(LL - 8) \quad (2.12)$$



**Fig. 17.** Carta de Plasticidad

**Fuente:** Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das, pág.

### 2.2.10. Distribución granulométrica del suelo

Braja M. Das (2015), comenta que el *análisis mecánico* es la determinación de la distribución de tamaños de partículas presentes en un suelo, expresados como porcentaje del peso seco total (o masa) . Generalmente se utilizan dos (2) métodos para encontrar la distribución de tamaño de las partículas de suelo: (1) *análisis por tamizado* para tamaños de partículas mayores de 0,075 mm de diámetro, y (2) *análisis del hidrómetro* para tamaños de partículas más pequeñas que 0,075 mm de diámetro.

Según Braja M. Das (2012), se recomiendan los límites de los tamaños desarrollados por el sistema de la *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) y el del *Unified Soil Classification* (SUCS) basado en el “Airfield Classification System” desarrollado por Arthur Casagrande en 1942 y adoptado por el US Army Corps of Engineers y el United States Bureau of Reclamation en 1952.

Para realizar un análisis granulométrico por tamizado se debe tomar una cantidad medida de suelo bien pulverizado rompiendo todos los grumos en pequeñas partículas y secar la muestra al horno, luego se le hace pasar por unas *mallas, tamices* o *cedazos* apilados de arriba a abajo con aberturas cada vez más pequeñas con una charola en la parte inferior. Después de agitar el suelo, se mide la masa de suelo retenida en cada tamiz y se determina el porcentaje acumulado del suelo que pasa a través de cada uno, a este porcentaje se le llama a veces *porcentaje de finos*.

Se puede realizar un análisis granulométrico con diversos tamaños de tamices para obtener una mayor cantidad de puntos en la curva granulométrica y describir mejor la distribución del tamaño de los granos del suelo. Sin embargo, según la norma *Método de prueba estándar para el análisis del tamaño de partículas de suelos*, ASTM D-422 (2002), se puede reportar el análisis granulométrico con los tamices especificados en la Tabla 4. En una nota la citada norma específica que en lugar de usar el tamiz No. 10 puede usarse el No. 8 y el tamiz No. 40 puede sustituirse por el No. 50. Esto no significa que se deba realizar un análisis granulométrico exclusivamente con los tamices de la citada tabla, de hecho, la norma

específica que *pueden usarse tantos tamices como sea necesario* para el material en estudio. Algunos de los tamices típicamente empleados se muestran en el ANEXO E.

<b>Tabla 4. Tamaños de los cedazos</b>			
<b>Tamaños de tamices estándar en EE.UU y otros países</b>		<b>ASTM D-422 (2002)</b>	
<b>Tamiz No.</b>	<b>Abertura (mm)</b>	<b>Tamiz</b>	<b>Abertura (mm)</b>
4	4,750	3"	76,200
6	3,350	2"	50,800
8	2,360	1 1/2"	38,100
10	2,000	1"	25,400
16	1,180	3/4"	19,050
20	0,850	3/8"	9,525
30	0,600	No. 4	4,750
40	0,425	<b>No. 10</b>	2,000
50	0,300	No. 40 (425 µm)	0,425
60	0,250	No. 200 (75 µm)	0,075
80	0,180		
100	0,150		
140	0,106		
170	0,088		
200	0,075		
270	0,053		

**Fuente:** Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das, pág. 2, (2012).

### 2.2.11. El ensayo granulométrico (Análisis mecánico)

La muestra debe estar secada al horno y se debe romper completamente los grumos con un martillo de goma. Luego, seleccionar una *muestra representativa* por el método de cuarteo o en un muestreador. Para la *preparación de la muestra* ésta se hace pasar por el tamiz No. 10 y se divide en dos fracciones. Una fracción que contiene sólo partículas *retenidas* en el tamiz No. 10 (2,00 mm), mientras que la otra fracción contiene sólo partículas que *pasan* el tamiz No. 10, tal como se muestra en la

Fig. 18. La masa de suelo seco seleccionado para realizar los ensayos, deberá ser una cantidad suficiente para hacer el análisis mecánico.



**Fig. 18.** La norma ASTM separa el análisis mecánico en dos partes

Según Porrero S., Ramos R., Grases G., & Velazco (2012), se denomina *tamaño máximo* de las partículas, al que se mide como *la abertura del tamiz de menor tamaño que deje pasar el 95% o más del material*. Entonces, dejamos pasar la muestra representativa de suelo por el “Conjunto de tamices #1” y determinamos el tamaño máximo.

La cantidad de la fracción que debe ser retenida en el tamiz No. 10 dependerá del *tamaño máximo* de las partículas, de acuerdo con la siguiente lista:

<b>Tabla 5. Masa mínima aproximada de la porción retenida</b>	
<b>Tamaño máximo in(mm)</b>	<b>Masa mínima aproximada de la porción, g.</b>
3/8" (9,5)	500
3/4" (19,05)	1000
1" (25,4)	2000
1 1/2" (38,1)	3000
2" (50,8)	4000
3" (76,2)	5000

**Fuente:** Norma ASTM D-422, (2002).

La masa mínima aproximada a utilizar de acuerdo a la Tabla 5 garantiza que se tenga la cantidad suficiente de material para realizar el ensayo.

### ***Ensayo de granulometría***

#### **Normas Consultadas**

- **ASTM D-421 (2002):** Preparación en seco de muestras de suelo para el análisis de tamaño de partículas y determinación de las constantes del suelo.
- **ASTM D-422 (2002):** Método de prueba estándar para el análisis del tamaño de partículas de suelo.

#### **Equipo y Materiales**

- Horno con capacidad de mantener una temperatura de 105 °C.
- Conjunto de tamices **#1:** En orden decreciente, la tapa, 3" (75 mm), 2" (50 mm), 1 ½" (37,5 mm), 1" (25 mm), ¾" (19 mm), ⅜" (9,5 mm), No. 4 (4,75 mm), No. 10 (2,00 mm), y la charola de fondo.
- Conjunto de tamices **#2:** En orden decreciente, la tapa, No. 20 (0,85 mm), No. 40 (0,425 mm) o el No. 50 (0,3 mm), No. 60 (0,25 mm), No. 100 (0,15 mm), No. 200 (0,075 mm) y la charola de fondo.
- Balanza con apreciación de 0,01 g.
- Agitador mecánico (opcional).
- Martillo de goma

#### **Procedimiento**

##### **Muestreo**

- Se toma una muestra representativa de suelo, se seca en el horno a 105°C y se la hace pasar por el tamiz No. 10 (2,00 mm) con una charola en el fondo.
- Se utiliza la balanza para medir y anotar la masa retenida en el tamiz No. 10 (fracción gruesa), debe quedar retenida una porción de *por lo menos* el valor en gramos indicado en la Tabla 5, de acuerdo al tamaño máximo que tenga suelo.
- Con la balanza se mide y anota la masa que quedó en la charola de fondo, es decir, la porción de suelo que pasó el tamiz No. 10 (fracción fina).

- Se suman las masas obtenidas en los pasos 2 y 3 para obtener el peso total de la muestra.
- Tomar una porción del suelo que pasa el tamiz No. 10 de aproximadamente 115 g para suelos arenosos y de aproximadamente 65g para suelos con limo y arcilla.

**Porción retenida en el tamiz No. 10 (2,00 mm)**

- Separe la porción retenida en el tamiz No. 10 (2,00 mm) cerniéndola con la pila de tamices ordenadas en forma decreciente llamada “conjunto de tamices #1” o tantos tamices como sea necesario.
- Inicie la operación de cernido ya sea con un *agitador mecánico* o de forma *manual*, el movimiento de los tamices debe ser lateral y vertical con una acción inversa para mantener la muestra moviéndose continuamente en la superficie de los tamices.
- Determine con una balanza la masa de cada fracción retenida en cada uno de los tamices. Al finalizar, la suma de las masas retenidas en todos los tamices debe ser aproximadamente igual a la masa original de la cantidad cernida.

**Porción que pasa el tamiz No. 10 (2,00 mm)**

En este punto ya debió haberse hecho el análisis por hidrómetro, sin embargo, el análisis mecánico de esta porción puede continuar sin necesidad de utilizar el hidrómetro ya que para los fines de clasificación del suelo no se requiere extender tanto la curva granulométrica.

- Transfiera la muestra de suelo tomada en el paso 5 (115 g o 65 g) a un tamiz No. 200 (75  $\mu$ m) y lávelo con agua del grifo hasta que el agua de lavado sea clara.
- Transfiera el material lavado del tamiz No. 200 a un recipiente adecuado y séquelo en un horno a  $230 \pm 9$  °F ( $110 \pm 5$  °C) y haga un cernido usando los tamices llamados “Conjunto de tamices #2” o tantos tamices como desee.
- Según la norma ASTM los resultados pueden reportarse de la siguiente manera:

Grava: Pasante del tamiz 3” y retenido en el tamiz No. 4.

Arena: Pasante del tamiz No. 4 y retenido en el tamiz No. 200.

(a) Arena gruesa: Pasante del tamiz No. 4 y retenido en el No. 10.

(b) Arena media: Pasante del tamiz No. 10 y retenido en el No. 40.

(c) Arena fina: Pasante del tamiz No. 40 y retenido en el No. 200.

Limos: 0,074 mm a 0,005 mm.

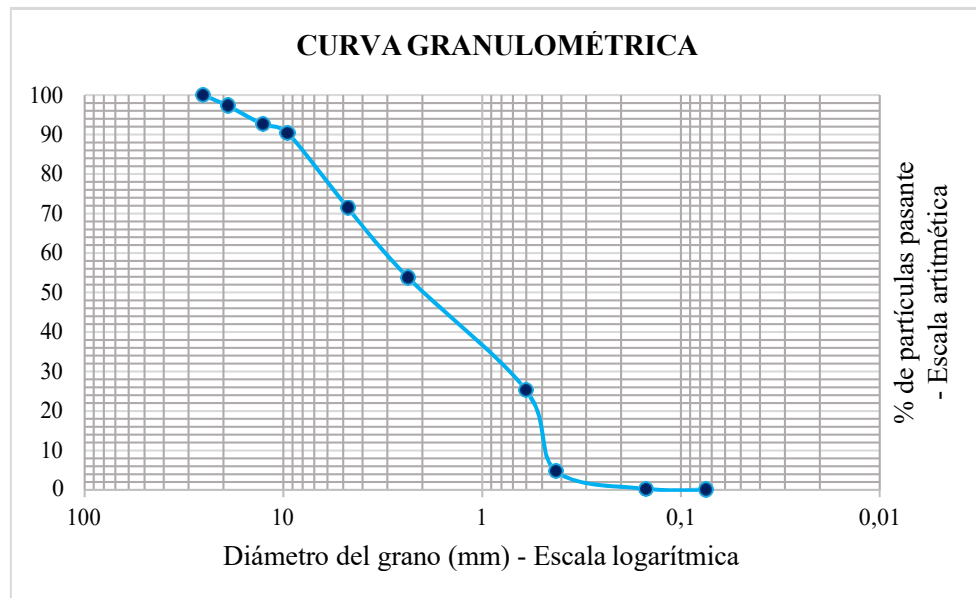
Arcilla: Partículas más pequeñas que 0,005 mm.

Arcilla coloidal: Más pequeñas que 0,001 mm.

- Elabore los cálculos en forma tabulada del porcentaje pasante por cada tamiz.

### 2.2.12. La curva granulométrica

Una *curva granulométrica* tiene en su eje de las ordenadas (escala aritmética) el porcentaje acumulado de partículas que pasa cada tamiz, es decir, el *porcentaje pasante* y en el eje de las abscisas (escala logarítmica) el *diámetro del grano*, no en mm sino su logaritmo para poder apreciar en el gráfico los tamaños de partículas más pequeños. En consecuencia, se obtiene un diagrama semilogarítmico, se puede usar el *papel semilogarítmico* para este propósito como se muestra en la Fig. 19.



**Fig. 19.** Curva granulométrica en papel semilogarítmico

**Fuente:** Johan Lamas y Juan Díaz (2015).

A partir de una curva granulométrica se pueden determinar tres parámetros básicos que se usan para clasificar el suelo:

- **Tamaño efectivo ( $D_{10}$ ):** Es el diámetro correspondiente al 10% de partículas pasantes en la curva granulométrica y se le llama *tamaño efectivo* o *diámetro efectivo*.
- **Coefficiente de uniformidad ( $C_u$ ):** Esta dado por la relación siguiente,

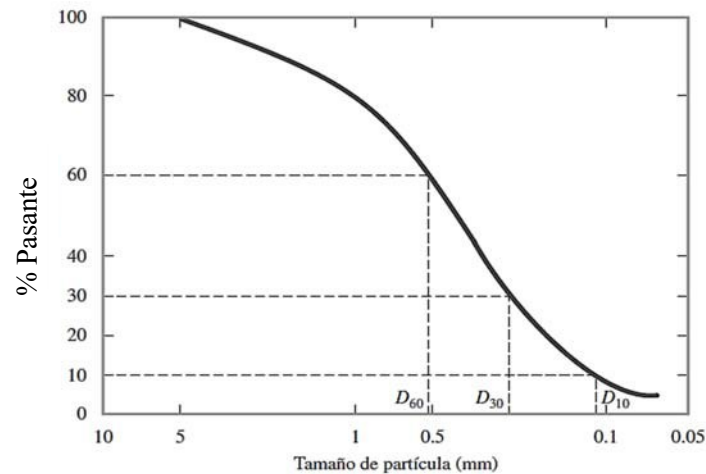
$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (2.13)$$

donde

$D_{60}$  = diámetro correspondiente al 60% de partículas pasantes en la curva granulométrica.

- **Coefficiente de curvatura ( $C_c$ ):** Se determina por la expresión siguiente,

$$C_c = \frac{D_{30}^3}{D_{60} \times D_{10}} \quad (2.14)$$



**Fig. 20.** Definición de  $D_{10}$ ,  $D_{30}$  y  $D_{60}$  en la curva granulométrica  
**Fuente:** Fundamentos de ingeniería geotécnica, 4Ed, Braja M. Das, pág. 40.

### 2.2.13. Sistemas de Clasificación de los suelos

Según Árpád Kézdi (1975), existen distintos criterios para denominar los tamaños de las partículas y no existe aún ningún convenio internacional o universal en cuanto a qué límites y denominación de las distintas fracciones de granos usar; por esa razón se recomienda indicar siempre el valor numérico del tamaño del grano al que se está refiriendo.

Cabe mencionar que se estableció el límite de 2mm entre los tamaños de *grava* y *arena*, los granos menores que 0,02 mm flotan en el agua y las partículas menores a 0,0002 mm constituyen la *arcilla coloidal*.

De acuerdo a Braja M. Das (2015), actualmente dos elaborados sistemas de clasificación que utilizan la distribución granulométrica y la plasticidad de los suelos son comúnmente usados para aplicaciones de ingeniería. Se trata del American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). En Estados Unidos, el sistema AASHTO es usado principalmente por los departamentos de carreteras estatales y del condado, mientras que los ingenieros geotécnicos normalmente prefieren usar el Sistema Unificado, véase el Cuadro 2.

**Cuadro 2. Límites del tamaño de los granos según el SUCS.**

Sistema de Clasificación Unificado (1952)	Grava		Arena			Finos mm
	gruesa	fina	gruesa	media	fina	
	76,1	19	4,76	2,0	0,42	0,074

**Fuente:** Manual de la mecánica de suelos. Tomo I, Árpád Kézdi, pág. 26, (1975).

#### 2.2.13.1. Sistema Unificado

El sistema unificado de clasificación de suelos (Unified Soil Classification System) se usa actualmente en todo el trabajo geotécnico, se trata de una

nomenclatura uniforme en los estudios de suelos y proporciona una estimación del comportamiento del suelo. En este sistema se utilizan los símbolos dados en el Cuadro 3 para clasificar el suelo.

<b>Cuadro 3. Símbolos usados en el Sistema Unificado de Clasificación</b>										
<b>Símbolo</b>	<b>G</b>	<b>S</b>	<b>M</b>	<b>C</b>	<b>O</b>	<b>Pt</b>	<b>H</b>	<b>L</b>	<b>W</b>	<b>P</b>
<b>Descrip.</b>	Grava	Arena	Limo	Arcilla	Limos orgánicos y arcilla	Turba y suelos altamente orgánicos	Alta plasticidad	Baja plasticidad	Bien gradado	Mal gradado
<b>Del Inglés</b>	Gravel	Sand	Mo	Clay	Organic	Peat	High	Low	Well graded	Poorly graded

La Norma ASTM D-2487 rige este sistema de clasificación y se presenta en este documento en la Tabla 6 y las Figuras 21, 22 y 23. Como se puede observar, el suelo es clasificado en dos grandes categorías:

1. Suelos de grano grueso que son de grava y arena en estado natural con menos de 50% que pasa a través del tamiz No. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo de G o S. Se usa la G para la *grava* o *suelo gravoso* y S para la *arena* o *suelo arenoso*.
2. Suelos de grano fino con 50% o más que pasa por el tamiz No. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo M, que es sinónimo de *limo inorgánico*, C para *la arcilla inorgánica* y O para *limos orgánicos y arcillas*. El símbolo Pt se utiliza para la *turba, lodo* y otros *suelos altamente orgánicos*.

**Tabla 6.** Sistema Unificado de Clasificación del suelo

**Fuente:** Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das, 2015.

Criterio para la asignación de símbolos de grupo				Símbolos de grupo	
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en el tamiz núm. 200	Gravas Más de 50% de fracción gruesa retenida en el tamiz núm. 4	Gravas limpias Menos de 5% finos <sup>a</sup>	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3^c$	GW	
		Gravas con finos Más de 12% finos <sup>a,d</sup>	$C_u < 4$ y/o $1 > C_c > 3^c$	GP	
	Arenas 50% o más de la fracción gruesa pasa tamiz núm. 4	Arenas limpias Menos de 5% finos <sup>b</sup>	$IP < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (Figura 17)	$C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3^c$	SW
				$C_u < 6$ y/o $1 > C_c > 3^c$	SP
		Arenas con finos Más de 12% finos <sup>b,d</sup>	$IP > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (Figura 17)	$\bar{IP} < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (Figura 17)	SM
				$\bar{IP} > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (Figura 17)	SC
Suelos de grano fino 50% o más pasa a través del tamiz núm. 200	Limos y arcillas Límite líquido menor que 50	Inorgánico	$IP > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (Figura 17) <sup>e</sup>	CL	
		Orgánico	$IP < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (Figura 17) <sup>e</sup>	ML	
	Limos y arcillas Límite líquido 50 o más	Inorgánico	Gráficos $IP$ en o por encima de línea "A" (Figura 17)	Límite líquido: secado	OH
				Límite líquido: no secado $< 0.75$ ; Vea la figura 17; zona OL	
		Orgánico	Gráficos $IP$ por debajo de línea "A" (Figura 17)	Límite líquido: secado	OH
				Límite líquido: no secado $< 0.75$ ; Vea la figura 17; zona OH	
Suelos altamente orgánicos	Materia orgánica principalmente, color oscuro y orgánico			Pt	

<sup>a</sup>Gravas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC.

<sup>b</sup>Arenas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC.

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

<sup>d</sup>Si  $4 < IP < 7$  y gráficos en la zona rayada en la Fig. 17 se usa doble símbolo GC-GM o SC-SM.

<sup>e</sup>Si  $4 < IP < 7$  y gráficos en la zona rayada en la Fig. 17 se usa doble símbolo CL-ML.

**Nota:** Esta tabla se refiere a los finos, como el material pasante del tamiz # 200

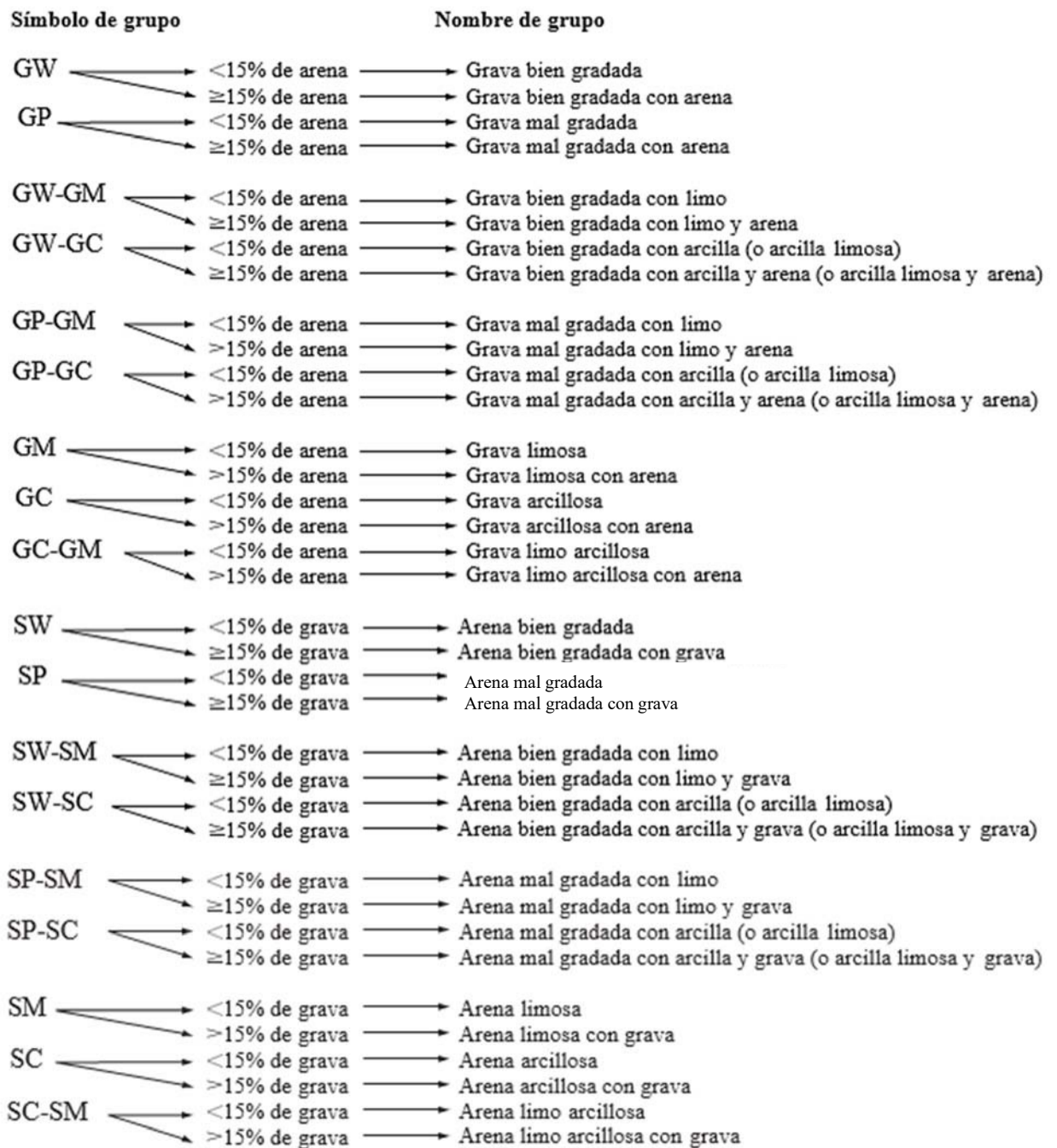
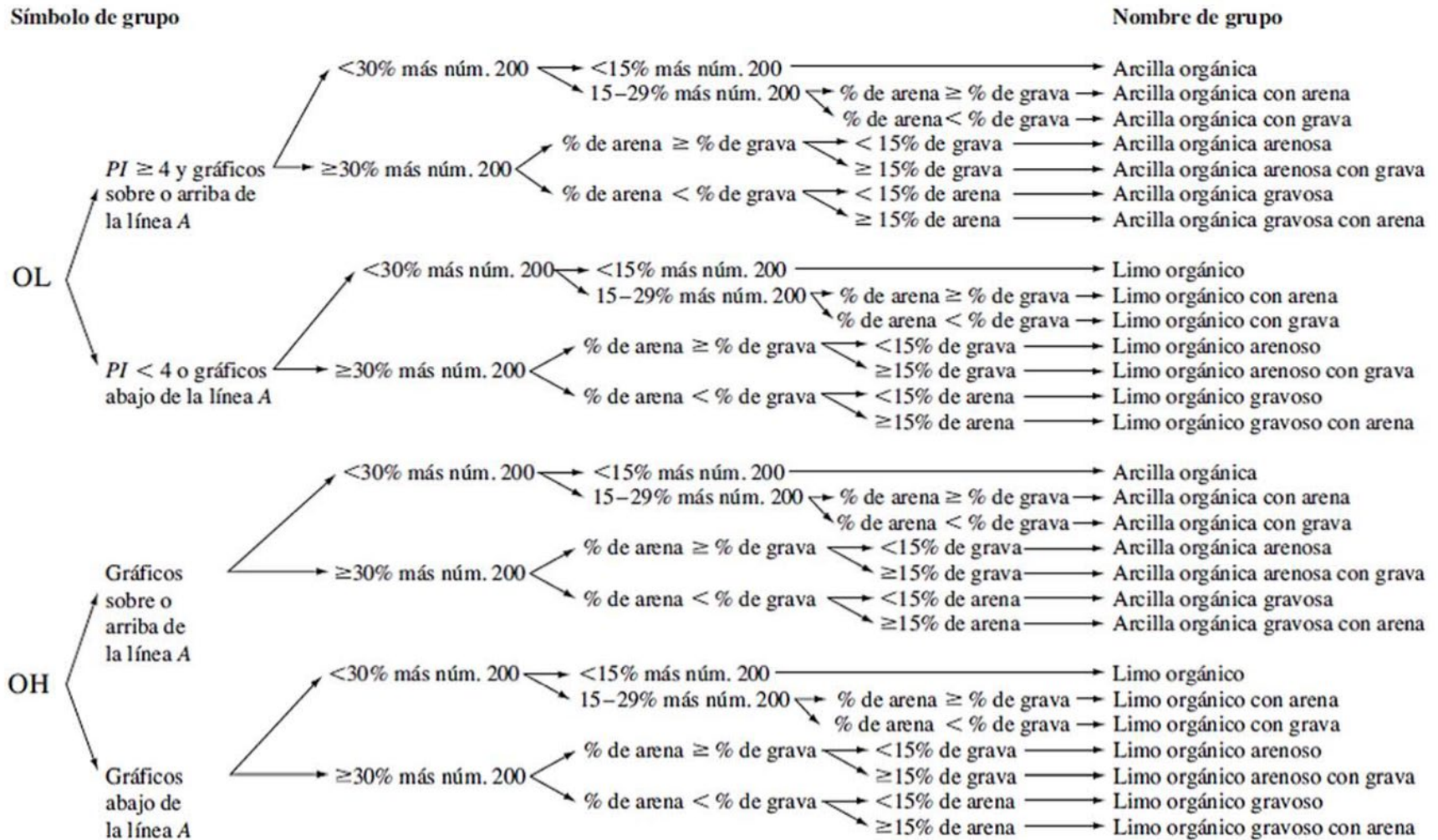


Fig. 21. Diagrama de flujo para los nombres de los grupos de grava y arena del suelo.

Fuente: Libro anual de Normas ASTM, 2010, copyright ASTM international, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA, 19428.





**Fig. 23.** Diagrama de flujo de nombres de los grupos para limo orgánico y suelos arcillosos.

**Fuente:** Libro anual de Normas ASTM, 2010, copyright ASTM international, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA, 19428.

### 2.2.13.2. Sistema AASHTO

Este sistema de clasificación de los suelos fue desarrollado en 1929 como el Sistema de Clasificación de la Administración de Carreteras. Ha sido revisado varias veces, la versión actual fue propuesta por la Comisión de Clasificación de Materiales para los Tipos de Carreteras Subrasantes y Granulares de la Junta de Investigación de Carreteras en 1945 (Norma ASTM D-3282).

De acuerdo con este sistema el suelo se clasifica en siete (7) grupos principales: A-1 a A-7. Los suelos que se clasifican en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales granulares, donde el 35% o menos de las partículas pasan a través del tamiz No. 200 se clasifican en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7. Estos son principalmente limo y materiales de tipo arcilloso. Este sistema de clasificación está basado en los siguientes criterios:

- *El tamaño del grano*  
*Grava*: fracción que pasa el tamiz de 75 mm y es retenida en el tamiz No. 10 (2 mm). *Arena*: fracción que pasa el tamiz No. 10 (2 mm) y es retenida en el tamiz No. 200.
- *Plasticidad*: el término *limoso* se aplica cuando las fracciones finas del suelo tienen un índice de plasticidad de 10 o menos. El término *arcilloso* se aplica cuando las fracciones finas tienen un índice de plasticidad de 11 o más.
- Si se encuentran *cantos* y fragmentos (tamaño mayor a 75mm), se excluyen de la porción de la muestra de suelo en el que se hizo la clasificación. Sin embargo, se registra el porcentaje de este tipo de material.

En la Tabla 7 se muestra este sistema para clasificar un suelo.

<b>Tabla 7. Clasificación AASHTO</b>							
<b>Clasificación General</b>	<b>Materiales granulares (35% o menos de la muestra total pasa el tamiz No. 200)</b>						
	<b>A-1</b>			<b>A-2</b>			
<i>Clasificación de grupo</i>	<b>A-1-a</b>	<b>A-1-b</b>	<b>A-3</b>	<b>A-2-4</b>	<b>A-2-5</b>	<b>A-2-6</b>	<b>A-2-7</b>
<i>Porcentaje Pasante</i>							
Tamiz No. 10	50 máx.						
Tamiz No. 40	30 máx.	50 máx.	51 mín.				
Tamiz No. 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx
Para la fracción que pasa el tamiz No. 40.							
Límite líquido ( <i>LL</i> )				40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de plasticidad ( <i>IP</i> )	6 máx.	No plástico	NP	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Tipo usual de material	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosa o arcillosa			
Clasificación general de la capa Subrasante	Excelente a buena						
<b>Clasificación General</b>	<b>Materiales con limo y arcilla (más de 35% de la muestra total pasa el tamiz No. 200)</b>						
<i>Clasificación de grupo</i>	<b>A-4</b>		<b>A-5</b>		<b>A-6</b>		<b>A-7</b>
<i>Porcentaje Pasante</i>							<b>A-7-5<sup>a</sup></b> <b>A-7-5<sup>b</sup></b>
Tamiz No. 10							
Tamiz No. 40							
Tamiz No. 200	36 mín		36 mín		36 mín		36 mín
Para la fracción que pasa el tamiz No. 40							
Límite líquido ( <i>LL</i> )	40 máx		41 mín		40 máx		41 mín
Índice de plasticidad ( <i>IP</i> )	10 máx		10 máx		11 mín		11 mín
Tipo usual de material	Principalmente suelos limosos			Principalmente suelos arcillosos			
Clasificación general de la capa Subrasante	Regular a malo						

<sup>a</sup>SI  $IP \leq LL - 30$ , la clasificación es A - 7 - 5.

<sup>b</sup>SI  $IP > LL - 30$ , la clasificación es A - 7 - 6.

**Fuente: ASTM D-3282 (2004):** Clasificación de Suelos y Mezclas de suelo-agregados para la Construcción de Carreteras con el propósito de Clasificación de Suelos.

#### 2.2.14. Índice de compactación para suelos granulares (arenas o gravas)

En textos sobre mecánica de suelos hay información de que en los *suelos granulares*, el grado de compactación o índice de densidad en campo se puede medir con la *densidad relativa*, a veces llamada *compacidad relativa*, definida como:

$$D_r (\%) = \frac{e_{m\acute{a}x} - e}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} \times 100 = \frac{p_d^{m\acute{a}x}}{p_d} \left( \frac{p_d - p_d^{m\acute{i}n}}{p_d^{m\acute{a}x} - p_d^{m\acute{i}n}} \right) \times 100 \quad (2.15)$$

Donde:

$e_{m\acute{i}n}$  = Relación de vacíos del suelo en su estado más compacto

$e_{m\acute{a}x}$  = Relación de vacíos del suelo en su estado más suelto

$e$  = Relación de vacíos del suelo *in situ*

$p_d^{m\acute{a}x}$  = Densidad seca del suelo en su estado más compacto

$p_d$  = Densidad seca *insitu*

Según Lambe & Whitman (2014) constituye una práctica general medir la densidad de un suelo sin cohesión (granular) compactado en función de la compacidad relativa.

Cubrinovski e Ishihara (2002) estudiaron la variación de  $e_{m\acute{a}x}$  y  $e_{m\acute{i}n}$  para un gran número de suelos. Con base en la regresión lineal que mejor se ajustó a los datos, se dan las siguientes relaciones.

- Arena Limpia ( $F_a = 0$  a 5%):  $e_{m\acute{a}x} = 0,072 + 1,53e_{m\acute{i}n}$  (2.16)

- Arena con finos ( $5 < F_a :: 15\%$ ):  $e_{m\acute{a}x} = 0,25 + 1,37e_{m\acute{i}n}$  (2.17)

- Arena con finos y arcilla ( $15 < F_a :: 30\%$ ;  $P_a = 5$  a 20%):

$$e_{m\acute{a}x} = 0,44 + 1,21e_{m\acute{i}n} \quad (2.18)$$

Donde:

$F_a$  = fracción fina para tamaño de grano menor que 0,075 mm.

$P_a$  = fracción de arcilla de tamaño < 0,005 mm.

Miura *et al.* (1997), determinaron los máximos y mínimos en relaciones de vacíos para un gran número de muestras de arena limpia. Basándose en los resultados de las pruebas, se obtiene:

- $e_{\text{máx}} :: 1,62e_{\text{mín}}$  (2.19)

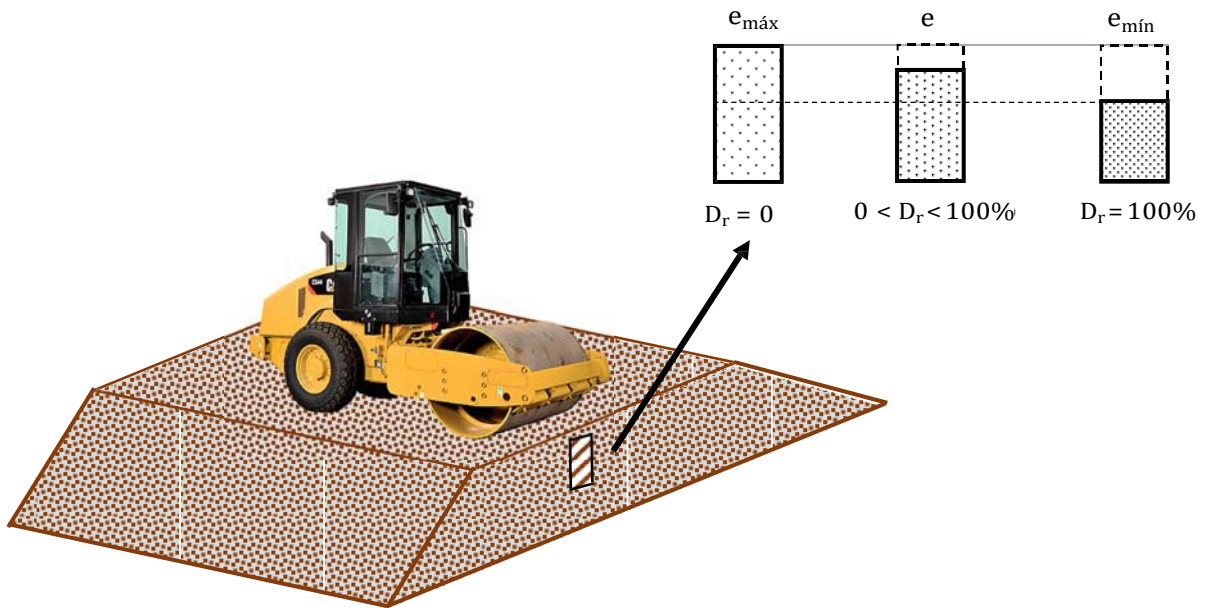
La densidad relativa permite denominar a los suelos granulares según su grado de compactación, en la Tabla 8 se muestra esta descripción para materiales granulares naturales según los autores mencionados.

<b>Tabla 8. Denominación de suelos granulares según la densidad relativa</b>			
Lambe & Whitman (2014)		Braja M. Das (2012)	
<b>Compacidad relativa (%)</b>	<b>Descripción</b>	<b>Densidad relativa (%)</b>	<b>Descripción</b>
0 – 15	Muy suelta	0 – 20	Muy suelto
15 – 35	Suelta	20 – 40	Suelto
35 – 65	Media	40 – 60	Medio
65 – 85	Compacta	60 – 80	Denso
85 – 100	Muy compacta	80 – 100	Muy denso

**Fuente:** Mecánica de suelos, Lambe & Whitman, pág. 43 (2014) – Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das, pág. 11, (2012).

En la Fig. 24 se muestra el comportamiento de un elemento de suelo granular al ser compactado por un rodillo vibratorio, se debe recordar el concepto de relación de vacíos,  $e = V_v/V_s$  (es la relación del volumen de vacíos al volumen de los sólidos). Inicialmente un suelo granular colocado por una maquinaria (terraplén) estará en un estado *muy suelto* debido a que existirán muchos *vacíos*, *huecos* o *intersticios* en el suelo (volumen de vacíos grande); a medida que se incrementa el número de pasadas del rodillo la densidad relativa del suelo se va incrementando gradualmente, esto es así porque al pasar el rodillo el suelo sufre una reducción del volumen de vacíos de su estructura a causa de la reorganización de las partículas en dicha masa de suelo, es decir, se presenta una disminución de la relación de vacíos; si se pasa el rodillo demasiadas veces, habrá un límite en el cual se dice que el suelo está en un estado

*muy compactado o muy denso*, en ese caso la densidad relativa tenderá al 100% y el volumen de vacíos será un valor extremadamente pequeño.



**Fig. 24.** Concepto de densidad relativa en suelos granulares al ser compactados

### 2.2.15. Índice de compactación para otros suelos

Según Árpád Kézdi (1975), en el caso de los suelos arcillosos (cohesivos) la densidad relativa no se puede definir por la ecuación (2.15) debido a que la relación de vacíos en estado más suelto de estos suelos no puede determinarse experimentalmente.

Por lo antes expuesto, para indicar la compacidad o grado de compactación de suelos que contengan arcilla y rellenos en general, se emplea la *compactación relativa* o *relación de compactación*,  $CR$ , que es la densidad de una muestra en campo respecto a la de una muestra compactada por un método normalizado en el laboratorio:

$$RC = \frac{P_{d(\text{campo})}}{r_{d(\text{máX-lab})}} \quad (2.20)$$

El método normalizado más usado es el ensayo Proctor modificado que especifica la norma ASTM D-1557.

Las propiedades anteriormente mencionadas, como lo son la densidad relativa y relación de compactación se emplean principalmente en la construcción de obras de tierra (rellenos). Si la compactación de un terraplén es baja, entonces aparecen asentamientos excesivos, además, el efecto dinámico del tráfico ocasiona una compactación adicional. El agua puede infiltrarse fácilmente en el suelo ablandando el terraplén y la obra puede sufrir un gran deterioro. Estos daños pueden ser evitados en parte mediante una correcta compactación.

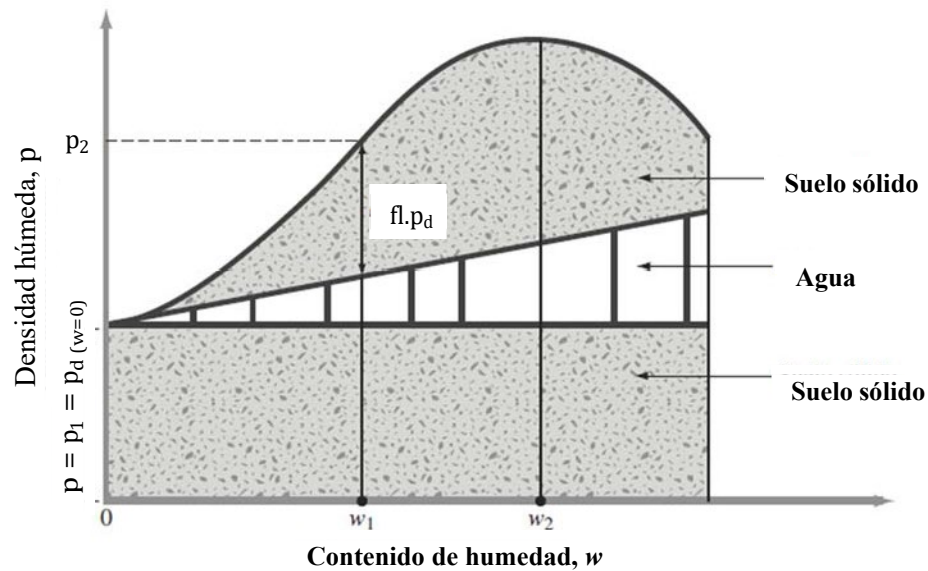
#### **2.2.16. Principios generales de compactación**

De acuerdo a Braja M. Das (2015), la compactación, en realidad, es la consolidación (cambio de volumen) del suelo por la eliminación de aire en los espacios vacíos, para lograr la compactación se requiere energía mecánica. El grado de compactación de un suelo se mide en términos de su peso unitario seco o densidad seca. Cuando se añade agua al suelo durante la compactación, ésta actúa como un “lubricante” sobre las partículas del suelo. Éstas se deslizan una sobre la otra y se mueven hasta una posición densamente empaquetada. La densidad seca después de la compactación primero aumenta a medida que se incrementa el contenido de humedad (ver Fig. 25). Se debe tener en cuenta que en un contenido de humedad  $w = 0$ , la unidad de densidad húmeda ( $p$ ) es igual a la unidad de densidad seca ( $p_d$ ).

A medida que se va aumentando gradualmente el contenido de humedad y se compacta el suelo con el mismo esfuerzo (un equipo específico), la masa de los sólidos del suelo en una unidad de volumen (densidad) aumenta gradualmente. Por ejemplo, en la Fig. 25 con  $w = w_1$ , la densidad húmeda es igual a  $p = p_2$ . Sin embargo, la densidad seca para este contenido de humedad viene dada por:

$$p_{d(w=w_1)} = p_{d(w=0)} + \Delta p_d \quad (2.21)$$

Más allá de cierto contenido de agua (o humedad)  $w = w_2$  (ver Fig. 25), cualquier aumento en éste tiende a reducir la densidad seca. Esto es debido a que el agua llena los espacios que habían sido ocupados por las partículas sólidas. El contenido de humedad en el que se alcanza la densidad seca máxima se denomina *contenido de humedad óptimo*.



**Fig. 25.** Principios de compactación

**Fuente:** Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das, pág. 92, (2015).

### 2.2.17. El ensayo Proctor de compactación

La prueba de laboratorio generalmente usada para obtener la densidad seca máxima de compactación y el contenido de humedad óptimo se denomina *ensayo Proctor de compactación* (Ralph Proctor, 1933). En éste ensayo, el suelo se compacta en un molde de volumen conocido. Durante la prueba de laboratorio el molde se une a una placa base en la parte inferior y a una extensión en la parte superior. El suelo se mezcla con cantidades de agua variable y luego es compactado con un pisón en varias capas aproximadamente iguales a una cierta cantidad de golpes por cada capa.

Con el tiempo se hizo necesario el desarrollo de rodillos más pesados para su uso en la compactación de campo; la prueba Proctor estándar se modificó para representar mejor las condiciones de campo, es decir, que reproduzca mejor una cierta maquinaria de compactación en obra (más pesada). A esta prueba se le llama *ensayo Proctor modificado* (Norma ASTM D-1557). En este ensayo el suelo es compactado en cinco (5) capas por un pisón que tiene una masa de 44,5 N (4,54 kg) y tiene una caída de 457,2 mm (ver Fig. 26). El número de golpes del pisón para cada capa es 25, como en el caso del ensayo Proctor estándar. Las especificaciones para este ensayo son las que se muestran en la Tabla 9.

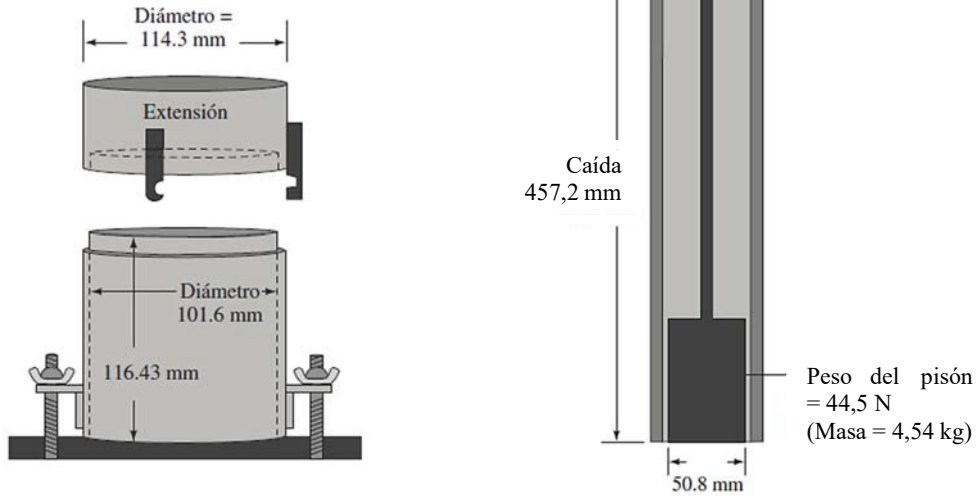
<b>Tabla 9. Especificaciones para el ensayo Proctor modificado (Basada en ASTM D-1557)</b>			
<b>Concepto</b>	<b>Método A</b>	<b>Método B</b>	<b>Método C</b>
Diámetro del molde	101,6 mm	101,6 mm	152,4 mm
Volumen del molde	944 cm <sup>3</sup>	944 cm <sup>3</sup>	2.124,00 cm <sup>3</sup>
Masa del pisón	4,54 Kg	4,54 Kg	4,54 Kg
Altura de caída del pisón	457,2 mm	457,2 mm	457,2 mm
Número de golpes del pisón por capa de suelo	25	25	56
Número de capas de compactación	5	5	5
Energía de compactación	2700 KN-m/m <sup>3</sup>	2700 KN-m/m <sup>3</sup>	2700 KN-m/m <sup>3</sup>
Suelo a usar	Porción que pasa el tamiz No. 4 (4,75mm). Puede usarse si 25% o menos de la masa del material se retiene en el tamiz No. 4.	Porción que pasa el tamiz de 3/8" (9,5mm). Puede usarse si el 25% o menos, de la masa del material es retenido en el tamiz de 3/8" (9,5 mm).	Porción que pasa el tamiz de 3/4" (19,0mm). Puede usarse si 30% o menos de la masa del material se retiene en el tamiz de 3/4" (19,0 mm).

**Fuente:** Norma técnica ASTM D-1557, (2012).

La energía de compactación usada es:

$$E = \frac{25 \text{ golpes} (5 \text{ capas})(44,5 \times 10^{-3} \text{ kN})(0,4572 \text{ m})}{943,3 \times 10^{-6} \text{ m}^3} = 2696 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}^3}$$

$$E :: 2700 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}^3}$$

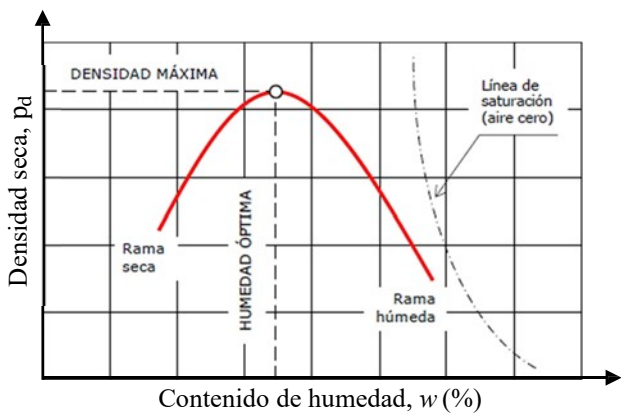


**Fig. 26.** Equipo del ensayo Proctor modificado

**Fuente:** Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das, pág. 93, (2015).

### 2.2.18. Curvas de compactación

Los resultados de un ensayo Proctor de compactación se expresan gráficamente mediante una *curva de compactación* (ver Fig. 27). Para cada tipo de suelo diferente se pueden realizar ensayos Proctor y determinar su curva de compactación, la cual representa, la *densidad seca* (o peso unitario seco) en el eje de las ordenadas y el *contenido de humedad de moldeado*, expresado en porcentaje, en el eje de las abscisas. Estas curvas se usan en la práctica para controlar la compactación en campo de una obra real. Generalmente se debe asegurar una relación de compactación de 95% o más, éste valor surge de



**Fig. 27.** Curva de compactación



## **Procedimiento**

### **Muestreo**

- La muestra mínima en masa para el ensayo de los métodos A y B es de unos 16 kg, y para el método C es de unos 29 kg de suelo seco. Por lo tanto, la muestra de campo deberá ser una masa húmeda de al menos 23 kg y 45 kg, respectivamente.
- Previamente debe tenerse información sobre la granulometría del material. Debe conocerse el porcentaje, en masa, de material retenido en el tamiz No. 4 (4,75 mm), 3/8" (9,5 mm) o 3/4" (19,0 mm) según sea necesario para seleccionar el método A, B o C, respectivamente.
- Si el porcentaje retenido de interés está cerca al valor permitido para un cierto método (A, B o C), entonces: Seleccione un método que permita un mayor porcentaje retenido ( B o C).

### **Preparación del molde**

- Seleccione el molde de compactación adecuado y la base de acuerdo al método que fue seleccionado (A, B o C). Compruebe que el volumen del molde sea conocido y si el volumen fue determinado con o sin la placa base. Además compruebe que el molde no esté abollado y que encaje correctamente el collarín y la placa base.
- Asegúrese de no usar un suelo que haya sido previamente compactado en el laboratorio. El uso de suelos previamente compactados genera una densidad seca máxima significativamente mayor.

### **Método de preparación húmedo (Preferible)**

- Sin secar previamente la muestra, viértala en un tamiz No. 4 (4,75 mm), 3/8" (9,5 mm), 3/4" (19,0 mm) dependiendo del método necesario (A, B o C). Determine y anote la masa de la porción retenida y la porción pasante (fracción gruesa y fracción de ensayo, respectivamente). Seque al horno la fracción gruesa y anote su masa seca en gramos.
- Si aparece más de 0,5% de la masa seca total de la muestra, lave esa fracción. A continuación, determine y anote su masa secada al horno. Determine y

anote el contenido de humedad (fracción de ensayo) del suelo tamizado. Use ese contenido de humedad, determine y anote la masa de la fracción de ensayo secada al horno. Con base en estas masas secadas al horno debe determinar y anotar el porcentaje de la fracción gruesa,  $P_C$ , y la fracción de ensayo,  $P_F$ , a menos que se haya realizado un análisis granulométrico.

- De la fracción de ensayo, seleccione y prepare al menos cuatro (4) (pref. cinco) submuestras con contenido de humedad de moldeo de tal manera que se acote el contenido de humedad óptimo estimado. Debe prepararse primero una submuestra con un contenido de humedad de moldeo cercano al óptimo, mediante un mezclado y adición o eliminación de agua por tanteos (ver **Nota 1**). Seleccione el resto de los contenidos de humedad de moldeo a las submuestras para tener al menos dos (2) submuestras en la rama húmeda y dos (2) en la rama seca, variando el contenido de humedad aprox. en 2%. Son necesarios al menos dos (2) contenidos de humedad de moldeo en la rama húmeda y dos (2) en el rama seca respecto a la óptima para definir la curva de compactación. Algunos suelos con muy altos contenidos de humedad óptimos o curvas de compactación relativamente planas, pueden necesitar mayores aumentos del contenido de humedad de moldeo para obtener una densidad seca máxima bien definida. Los contenidos de humedad de moldeo no deben exceder de 4%.

**Nota 1:** Con práctica, generalmente es posible juzgar visualmente un punto cercano al contenido de humedad óptimo. Por lo general, los suelos cohesivos en el contenido de humedad óptimo pueden comprimirse en un terrón que apenas se pega cuando se libera la presión de la mano, pero se rompe limpiamente en dos secciones cuando se “tuerce”. Tiende a desmoronarse en la humedad seca óptima; permanece unido en una masa cohesiva pegajosa en la humedad óptima. Para los suelos cohesivos, el contenido de humedad óptimo usualmente es ligeramente menor al límite plástico. Para suelos granulares, el contenido de humedad óptimo usualmente está cerca de cero o en el punto donde ocurre la exudación.

- Mezcle bien la fracción de ensayo, a continuación, use una cuchara para seleccionar el suelo representativo de cada submuestra (punto de compactación). Seleccione aproximadamente 2,3 kg cuando use el método A o B y alrededor de 5,9 kg para el método C. Para obtener los contenidos de humedad de moldeo para las submuestras, añada o elimine las cantidades necesarias de agua de la siguiente manera: Para añadir agua, aplíquela con el spray al suelo durante el mezclado, para eliminar agua, permita que el suelo se seque al aire a temperatura ambiente o en un horno de tal manera que la temperatura no exceda de 140 °F (60 °C). Mezcle el suelo frecuentemente durante el secado para facilitar que se distribuya uniformemente el contenido de humedad. Mezcle bien cada submuestra y colóquelas a reposar en un recipiente sin tapa (curado) antes de la compactación de acuerdo a la Tabla 10.

<b>Tabla 10. Tiempo de reposo</b>	
<b>Clasificación</b>	<b>Tiempo mínimo de reposo, horas</b>
GW, GP, SW, SP	No requiere
GM, SM	3
Los demás suelos	16

**Fuente:** Norma ASTM D-1557, (2012).

#### **Método de preparación en seco**

- Si la muestra está demasiado húmeda, reduzca el contenido de humedad por secado al aire. El secado puede hacerse al aire o con un horno, tal que la temperatura no supere los 140 °F (60 °C). Rompa los grumos exhaustivamente evitando romper las partículas individuales. Vierta el material sobre el tamiz apropiado No. 4 (4,75 mm), 3/8" (9,5 mm) o 3/4" (19,0 mm). Cuando esté preparando el material pasante a través del tamiz de 3/4" para la compactación en el molde de 6" (152,4 mm), rompa los grumos lo suficiente

como para que al menos pase el tamiz de 3/8" (9,5 mm) con el fin de facilitar la distribución de agua a través del suelo, luego en el mezclado. Determine y anote el contenido de humedad de la fracción de ensayo y todas las masas cubiertas en el método anterior, según sea el caso para determinar el porcentaje de la fracción gruesa,  $P_c$ , y la fracción de ensayo,  $P_F$ .

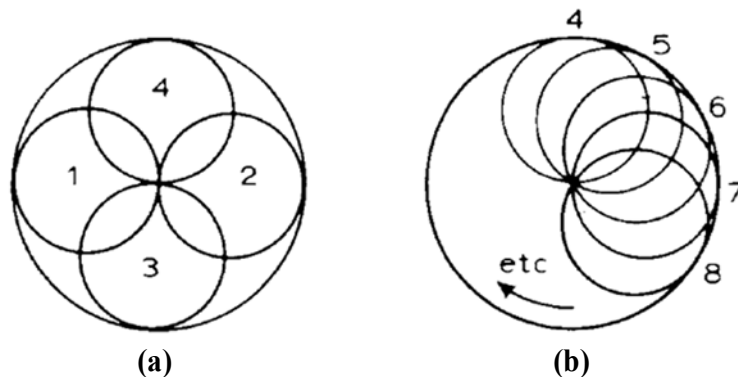
- De la fracción de ensayo, seleccione y prepare al menos cuatro (4) (preferiblemente cinco) submuestras, tal como lo describe el método anterior.
- Use una separación mecánica o un proceso de cuarteo para obtener las submuestras.

### **Ensayo**

- Durante el procedimiento de compactación, es una ventaja, aunque no es necesaria, la determinación del contenido de humedad de cada submuestra (punto de compactación) inmediatamente antes de la compactación. Esto proporciona un control del contenido de humedad de moldeo determinado para cada punto de compactación. Sin embargo, se deberá seleccionar mayor cantidad de suelo para cada submuestra.
- Compacte el suelo en cinco (5) capas. Después de la compactación, cada capa debe ser aproximadamente igual en espesor y la capa final se extiende levemente en el collarín. Antes de la compactación, coloque el suelo suelto en el molde y extiéndalo en una capa de espesor uniforme. Ligeramente apriete el suelo antes de la compactación hasta que no se encuentre esponjado o suelto, usando ya sea un pisón manual o un cilindro de aprox. 50 mm de diámetro. Después de compactar cada una de las primeras cuatro (4) capas, cualquier suelo que no haya sido compactado, como el adyacente a las paredes del molde debe recortarse y descartarse mediante un cuchillo u otra herramienta. La cantidad de suelo a usar debe ser tal que la quinta capa compactada se extienda levemente en el collarín, pero no más de aprox. 6 mm de ésta parte superior del molde. Si la quinta capa se extiende por encima de este límite, entonces ese punto de compactación se elimina. Además, se descarta el punto de compactación cuando el último golpe en la parte de abajo del pisón para la

quinta capa se extienda por debajo de la parte superior del molde de compactación (Ver Nota 2).

- Se compacta cada capa con 25 golpes para el molde de 4 in (101,6 mm) o 56 golpes para el molde de 6 in (152,4 mm).
- Cuando se trabaja con un pisón manual, debe tener cuidado en evitar el levantamiento del mango de guía durante el recorrido ascendente del pisón. Sostenga el mango de guía firmemente y entre unos cinco (5) ° de la vertical. Aplique los golpes a una velocidad uniforme de aprox. 25 golpes/min y de manera que cubra completamente la superficie de la muestra. Cuando use un molde de 4 in (101,6 mm) y un pisón manual siga el patrón de golpe de la Fig. 30(a) y Fig. 30(b), para un pisón mecánico siga el patrón de la Fig. 30(b).

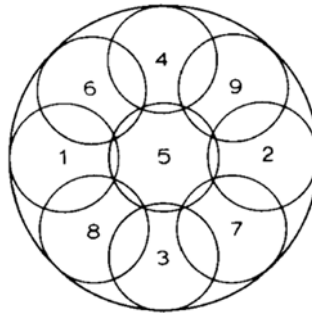


**Fig. 30.** Patrones del pisón para el molde de 4 in (101,6 mm)

Cuando use un molde de 6 in (152,4 mm) y pisón manual, siga el patrón de golpes dado en la Fig. 31 hasta el noveno (9) golpe, luego cambie al patrón de la Fig. 30(b) alrededor del molde y en el medio. Cuando de usa un molde de 6 in (152,4 mm) y un pisón mecánico, el pisón mecánico debe estar diseñado para distribuir los golpes uniformemente sobre la superficie de la muestra. Si la superficie del suelo compactado se vuelve muy irregular (ver Nota 2) se debe ajustar el patrón lógico a seguir dado en la Fig. 30(a) o Fig. 31. Lo más

probable es eliminar el uso de un pisón mecánico para dichos puntos de compactación.

**Nota 2:** Cuando se compactan muestras con un mayor contenido de humedad que el óptimo, puede ocurrir que la superficie compactada se vuelva irregular y se necesita el juicio del operador sobre la altura media de la muestra y el patrón del pisón durante la compactación.



**Fig. 31.** Patrón del pisón para el molde de 6 in (116,4 mm)

- Después de compactar la última capa, remueva el collarín (ver ANEXO I) y la placa base. Puede usar un cuchillo para recortar el suelo adyacente al collarín y soltar el suelo desde el collarín antes de removerlo para evitar perturbar el suelo bajo la parte superior del molde. Además, para reducir la cantidad de suelo que se pega al collarín o base, se debe girar antes de removerlo.
- Cuidadosamente, corte la muestra compactada incluso con la parte superior del molde raspando con una regla para formar una superficie plana en la parte superior del molde. Recortar inicialmente la muestra por encima de la parte superior del molde con un cuchillo (ver ANEXO K) puede impedir que se derrumbe el suelo que está debajo. Rellene los huecos de cualquier superficie con el suelo no usado o cortado de la muestra, presione con los dedos y de nuevo raspe con la regla en la parte superior del molde. Si se encuentran partículas con tamaño de grava, recorte el suelo alrededor de ellas o

remuévalo, es más fácil y reduce la perturbación del suelo compactado. El volumen estimado de partículas por encima de la superficie de suelo compactado y los huecos en esas superficies será igual. Rellene los huecos restantes como ya se mencionó. Repetir apropiadamente las operaciones en la parte inferior de la muestra (ver ANEXO J) una vez determinado el volumen del molde sin la placa base. Para suelos muy húmedos o secos, el agua o el suelo se pueden perder si se quita la placa base, para estos casos deje la placa base unida al molde. Cuando se deja la placa base unida, el volumen del molde debe calibrarse con la placa base unida al molde, en lugar de usar una placa de plástico o de vidrio.

- Determine y anote la masa de la muestra y el molde. Cuando se deja unida la placa base, determine y anote la masa de la muestra, el molde y la placa base.
- Después de compactar las últimas muestras, compare las densidades húmedas para asegurar el patrón deseado en la obtención de los datos a cada lado del contenido de humedad óptimo de la curva de compactación de densidad seca. Grafique la densidad húmeda y el contenido de humedad de moldeo para cada muestra compactada para ayudar a hacer la evaluación anterior. Si no se obtiene el patrón deseado, se necesitan muestras compactadas adicionales.

### **Cálculos y curva de compactación**

- Determine la masa seca de la fracción de ensayo, con:

$$M_{s,fe} = \frac{M_{h,fe}}{1 + \frac{w_{fe}}{100}} \quad (2.22)$$

Donde:

$M_{s,fe}$  = Masa seca de la fracción de ensayo, aproximado a 3 decimales, kg.

(Las muestras se secan al horno como se ve en el ANEXO M).

$M_{h,fe}$  = Masa húmeda de la fracción de ensayo, aproximada a 3 decimales, kg.

$w_{fe}(\%)$  = Contenido de humedad de la fracción de ensayo, aproximada a 1 decimal.

- Determine el porcentaje de la fracción gruesa, como sigue:

$$P_C = \frac{M_{s,fg}}{M_{s,fg} + M_{s,fe}} \quad (2.23)$$

Donde:

$P_e$  = Porcentaje de fracción gruesa, %.

$M_{s,fg}$  = Masa seca de la fracción gruesa, aprox. a tres decimales, kg.

- Determine el porcentaje de la fracción de ensayo (fracción fina):

$$P_F = 100 - P_C \quad (2.24)$$

Donde:

$P_F$  = Porcentaje de la fracción de ensayo (finos), %.

- Determine el contenido de humedad de moldeo,  $w$  según el ensayo ASTM D-2216 descrito anteriormente en este trabajo.
- Densidad húmeda:

$$\rho_h = K \times \frac{(M_{sm} - M_{me})}{V} \quad (2.25)$$

Donde:

$\rho_h$  = Densidad húmeda de la submuestra compactada (Punto de compactación), 4 cifras significativas,  $g/cm^3$  o  $kg/m^3$ .

$M_{sm}$  = Masa del suelo húmedo en el molde + molde, g.

$M_{me}$  = Masa del molde usado para compactar, g.

$V$  = Volumen del molde de compactación,  $cm^3$  o  $m^3$ .

$K$  = Constante de conversión, depende de las unidades de densidad y volumen. Use 1 para  $g/cm^3$  y volumen en  $cm^3$ . Use 0,001 para  $kg/cm^3$  y volumen en  $m^3$ . Use 1000 para  $kg/m^3$  y volumen en  $cm^3$ .

- Densidad seca:

$$\rho_d = \frac{\rho_h}{1 + \frac{w}{100}} \quad (2.26)$$

Donde:

$p_d$  = Densidad seca de un punto de compactación, cuatro cifras significativas,  $g/cm^3$  o  $kg/m^3$ .

$w$  = Contenido de humedad de moldeo de un punto de compactación, aproximado a 1 decimal, %.

- Trace los valores de densidad seca y contenido de humedad de moldeo y la curva de saturación. Dibuje la curva de compactación suavemente a través de los puntos obtenidos del ensayo. A partir de la curva de compactación, determine el contenido de humedad óptimo y la densidad seca máxima

## **2.2.19. Factores que afectan la compactación**

### **2.2.19.1. Efecto que causa el tipo de suelo**

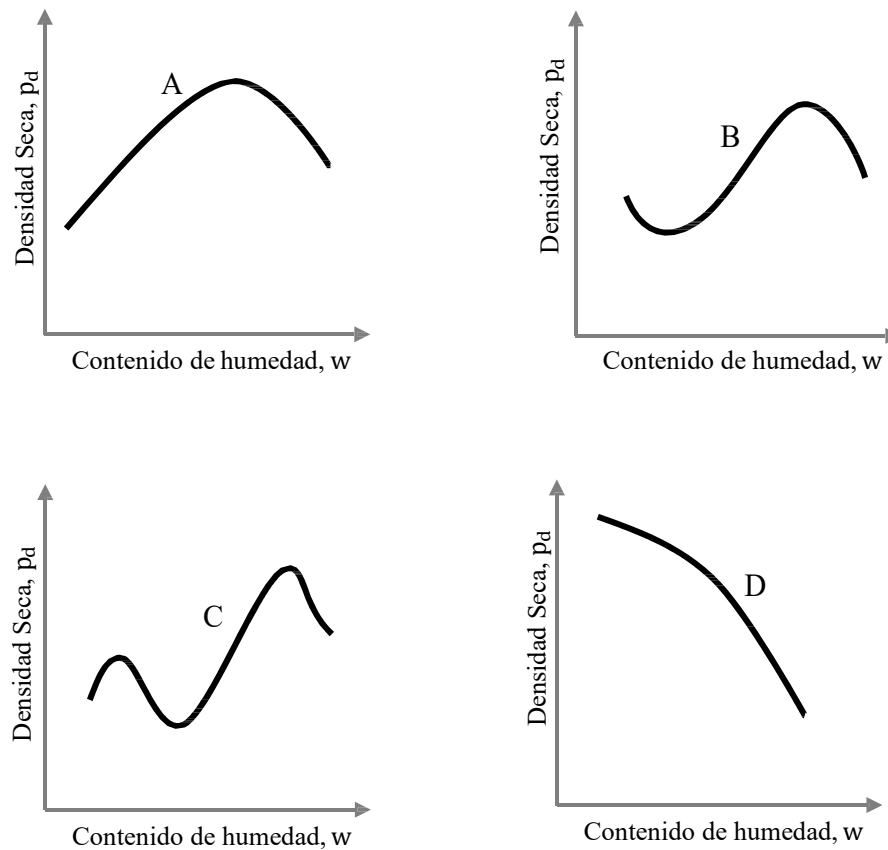
El tipo de suelo, es decir, la distribución de tamaños del grano y la cantidad de minerales de arcilla presentes tiene gran influencia en la densidad seca máxima y el contenido de humedad óptimo. Lee y Suedkamp (1972) estudiaron las curvas de compactación de 35 muestras de suelo diferentes y se observaron los cuatro tipos de curvas de compactación que se muestran en la figura 32.

Las curvas de compactación tipo A son las que tienen *un solo pico*, el tipo de curva B es con *un pico y medio*, el tipo de curva C es una *curva de doble pico* y las curvas de compactación tipo D son las que no tienen un pico definido, éstas se denominan *curvas de forma extraña*. Según los investigadores Lee y Suedkamp, éstos tipos de curvas de compactación están relacionadas con el límite líquido del suelo, tal como se muestra en la Tabla 11.

Según Foster (1962), las arenas y gravas arenosas sin cohesión tienen la curva de compactación típica B que se muestra en la figura 32.

Tabla 11. Tipo de curva de compactación según el límite líquido	
Tipo de curva	Límite líquido (LL)
Tipo A	30 - 70
Tipo B y C	< 30
Tipo C o D (No muy comunes)	>70

**Fuente:** Characteristics of Irregularly Shaped Compaction Curves of Soils, Lee & Suedkamp, (1972).



**Fig. 32.** Diferentes tipos de curvas de compactación encontradas en suelos. Efecto que causa el tipo de suelo en la forma de la curva.

**Fuente:** Characteristics of Irregularly Shaped Compaction Curves of Soils. Highway Research Record No. 381, Lee y Suedkamp, (1972).

### 2.2.19.2. Efectos que causa el esfuerzo de compactación

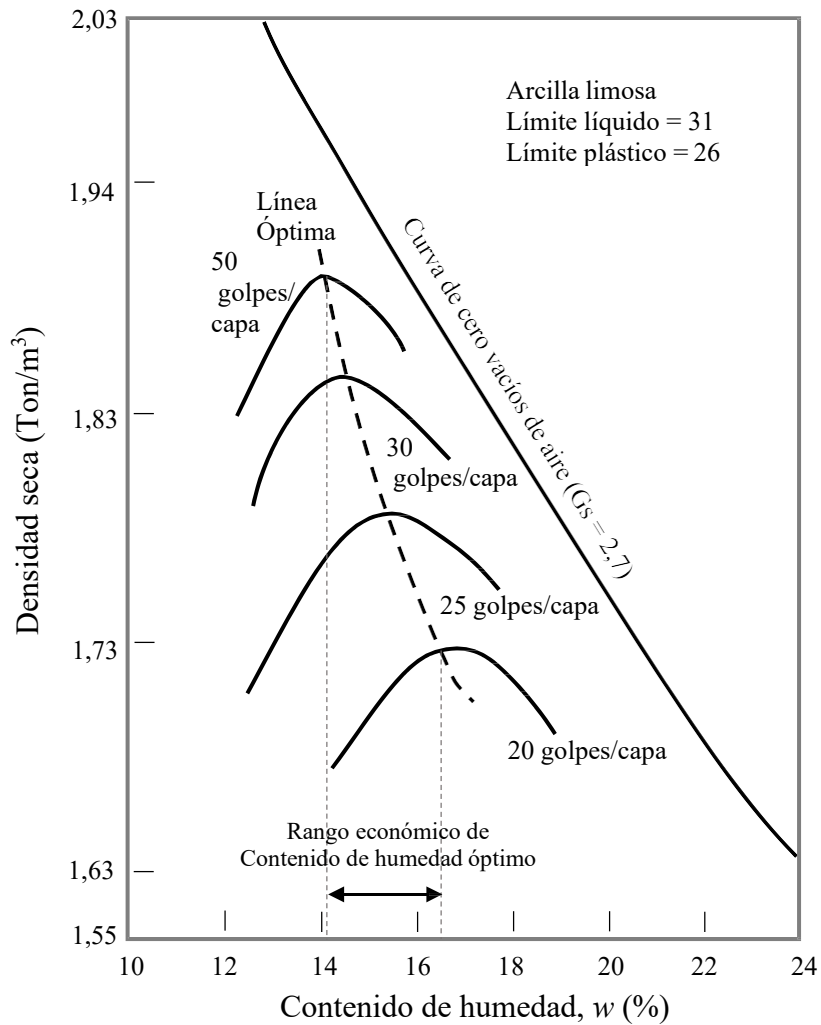
La energía de compactación por unidad de volumen,  $E$ , usada en la prueba Proctor viene dada por la expresión siguiente:

$$E = \frac{\left( \begin{array}{c} \text{número} \\ \text{de golpes} \\ \text{por capa} \end{array} \right) \times \left( \begin{array}{c} \text{número} \\ \text{de} \\ \text{capas} \end{array} \right) \times \left( \begin{array}{c} \text{peso} \\ \text{del} \\ \text{martillo} \end{array} \right) \times \left( \begin{array}{c} \text{altura de} \\ \text{caída del} \\ \text{martillo} \end{array} \right)}{\text{volumen del molde}} \quad (2.27)$$

Si se cambia el esfuerzo de compactación por unidad de volumen (energía de compactación) del suelo, la curva de compactación también cambia. Esto se muestra en la figura 33. Para obtener éstas curvas se usó el molde Proctor estándar y el pisón. Para todos los casos el número de capas de suelo se mantuvo en tres (3). Sin embargo, el número de golpes de pisón por cada capa varía de 20 a 50. De la Fig. 33 se puede demostrar que:

- A medida que aumenta la energía de compactación, la densidad seca máxima de compactación también se incrementa.
- A medida que aumenta el esfuerzo de compactación, el contenido óptimo de humedad se reduce en cierta medida.

Los dos puntos anteriores son verdaderos para todos los suelos. Sin embargo, se debe tener en cuenta que el ***grado de compactación no es directamente proporcional al esfuerzo de compactación.***



**Fig.33.** Efecto de la energía de compactación en la arcilla limosa.

**Fuente:** Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das, pág. 98, (2015)

### 2.3. Definición de términos

**Ángulo de fricción ( $\phi$ ):** Es uno de los parámetros que define la resistencia al corte del suelo. Técnicamente, es un ángulo que forma una línea recta (envolvente de falla) con la horizontal, en la gráfica de esfuerzo cortante – esfuerzo efectivo de una *prueba de corte directo* o una *prueba triaxial*. El ángulo de fricción puede relacionarse con el ángulo en el que se ha alcanzado el estado límite de esfuerzos,  $\theta_{cr}$ , es decir, en una masa de suelo el ángulo que forma el *plano de falla* con la horizontal.

**Arcilla expansiva:** Son suelos plásticos que se expanden cuando se les agrega agua y luego se contraen cuando se secan. Pueden tener un mineral llamado *montmorilonita*. Estos suelos generan grandes fuerzas de levantamiento en las fundaciones.

**Arcilla sensible (Quick clay):** Son suelos procedentes de depósitos marinos en estado floculado, éstos sufren un lavado (lixiviación) de su agua intersticial y con una perturbación se vuelven una masa pastosa de suelo y agua sin resistencia al corte. Estos suelos se encuentran en Escandinavia, Canadá y otros países.

**Arena movediza (Quick sand):** Son suelos sueltos de consistencia líquida o “licuada” en los que existe un escurrimiento de agua, de manera que las partículas se mueven libremente por una perturbación (movimientos sísmicos u otras vibraciones). Este tipo de suelo tiene un peso específico de dos veces el del agua.

**Calicata:** Son zanjas excavadas a mano o mecánicamente mediante una pala excavadora o bulldozer para obtener muestras de suelo a escasas profundidades.

**Capacidad Portante:** También llamada *capacidad de carga* de una fundación. Se refiere a la presión aplicada al terreno por una fundación, para la cual los asentamientos comienzan a ser muy grandes y difíciles de calcular debido a una falla general por corte.

**Cohesión:** Es una fuerza que mantiene unidas las partículas mediante el agua que las cubre. Se le llama *cohesión aparente* a la resistencia debida a las grandes tensiones capilares desarrolladas en los poros del suelo arcilloso cuando éste no está sumergido por debajo del nivel freático. La *cohesión verdadera* o real es la que existe entre las partículas de arcilla por el contacto de éstas durante un largo período de tiempo. La

cohesión, es la razón por la que entre una arena y una arcilla con el mismo ángulo de fricción, la arcilla tiene una mayor resistencia al corte.

**Compactación:** Es el aumento de la masa de los sólidos por *unidad* de volumen de suelo que ocurre por eliminación de aire en los espacios vacíos mediante una energía mecánica aplicada. La adición de agua al suelo actúa como un “lubricante” y permite la reorganización de las partículas hasta una posición densamente empaquetada.

**Compresibilidad:** Es una propiedad de la materia (en este caso el suelo) para reducir su volumen cuando se le aplica un esfuerzo y se mantienen constantes otros parámetros.

**Consistencia (ASTM D-4318):** Es la relativa facilidad con la que puede deformarse un suelo.

**Consolidación:** Es el proceso de disminución del volumen y expulsión gradual del agua en los poros de un suelo cargado, por efecto de las sobrepresiones intersticiales (sobrepresión de poros).

**Contenido de humedad:** Es una relación de masa (o peso) y se define como la cantidad de agua que tiene los sólidos del suelo contenida como agua libre y en sus poros,  $w(\%) = (M_a \times 100) / M_s$ .

**Contenido de humedad de moldeo (ASTM D-1557):** Es el contenido de humedad de la muestra de suelo (material) en el molde después de haber sido reconstituido y compactado.

**Contenido de humedad óptimo modificado (ASTM D-1557):** En las pruebas de compactación, es el contenido de humedad en el que el suelo puede ser compactado a su máxima densidad seca, usando un esfuerzo de compactación modificado.

**Densidad húmeda:** Es la relación de la masa total de una muestra de suelo con un cierto contenido de humedad, respecto al volumen de dicha muestra. Su unidad es  $gr/cm^3$  o  $ton/m^3$ .

**Densidad seca máxima modificada (D-1557):** En las pruebas de compactación, es el máximo valor de densidad en la curva de compactación, usando un esfuerzo modificado.

**Deslizamiento:** Es un tipo de corrimiento o movimiento de masa de tierra provocado por una inestabilidad de un talud. Se produce cuando una gran masa de suelo inestable desliza respecto a una masa estable a través de una superficie de falla, es decir, cuando el suelo en ésta superficie alcanza la resistencia al corte en todos sus puntos.

**Esfuerzo modificado (ASTM D-1557):** En las pruebas de compactación, son los  $2700 \frac{\text{kN m}}{\text{m}^3}$  aplicados por el equipo y métodos del ensayo Proctor modificado.

**Floculación:** Aglomeración de partículas en una posición empaquetada.

**Fracción fina,  $P_F$  (%):** La porción del total de la muestra usada en la realización del ensayo de compactación; puede ser la fracción que pasa el tamiz No. 4 (4,75 mm) en el método A, pasante del tamiz 3/8" (9,5 mm) en el método B o pasante del tamiz de 3/4" en el método C.

**Fracción gruesa,  $P_c$  (%):** Porción del total de la muestra no usada en la realización del ensayo de compactación; puede ser la porción del total de la muestra retenida en el tamiz No. 4 (4,75 mm) del método A, el tamiz de 3/8" (9,5 mm) en el método B o el tamiz de 3/4" (19 mm) en el método C.

**Geotecnia:** Es una rama de la ingeniería civil encargada del estudio de las propiedades mecánicas, hidráulicas e ingenieriles de los materiales provenientes de los suelos, aplicadas a obras de ingeniería civil.

**In situ:** Es una expresión del latín que significa *en el sitio* o *en el lugar* y se usa frecuentemente para designar un fenómeno o manipulación realizada en el lugar.

**Índice de plasticidad (ASTM D-4318):** El intervalo de contenido de humedad en el cual un suelo se comporta plásticamente, (*IP*). Numéricamente, es la diferencia entre el límite líquido (*LL*) y límite plástico (*LP*).

**Inestabilidad geológica:** Se refiere a sismos, deslizamientos, erupciones volcánicas, levantamientos por erosión, hundimiento de cuencas.

**Intersticios:** Se refiere a los espacios que existen entre las partículas de suelo, también se les llama *vacíos*, *huecos* o *poros* y pueden estar llenos de aire o agua (con o sin materiales disueltos).

**Licuefacción:** Es el fenómeno de aflojamiento de un suelo inicialmente resistente generándose una gran disminución de su resistencia al corte, por efecto de sismos y otras perturbaciones. Los suelos afectados por este fenómeno son las *arcillas sensibles* y las *arenas movedizas*.

**Límite líquido (ASTM D-4318):** Es el contenido de humedad, en porcentaje, de un suelo con un límite definido arbitrariamente entre el estado semi-líquido y el plástico.

**Límite plástico (ASTM D-4318):** Es el contenido de humedad de un suelo, en porcentaje, entre el estado plástico y el semi-sólido.

**Límites de Atteberg (ASTM D-4318):** Originalmente, se definieron seis (6) “límites de consistencia” por Albert Atteberg: el límite superior del flujo viscoso, el límite líquido, el límite viscoso, el límite de cohesión, el límite plástico y el límite de contracción. Para los fines de ingeniería, actualmente el término se refiere sólo al límite líquido, límite plástico y en algunas referencias, el límite de contracción.

**Nivel freático:** Se refiere al nivel en un suelo para el cual la presión del agua intersticial es la atmosférica (es decir, presión manométrica cero).

**Permeabilidad:** Es la propiedad fundamental de un suelo respecto al flujo de agua a través de él. Se mide con una constante de la Ley de Darcy llamada *coeficiente de permeabilidad*.

**Plasticidad:** Propiedad mecánica de un material que le permite deformarse permanente e irreversiblemente cuando es sometido a tensiones por encima de su rango elástico.

**Precarga:** Es una técnica constructiva para la construcción de estructuras pesadas sobre terrenos blandos. Se sobrecarga el suelo con un terraplén o masa pesada permitiendo que el terreno se consolide, luego de eliminar dicha masa el suelo adquiere resistencia al corte

**Presión intersticial (u):** También llamada presión de poros, es la presión que existe en los poros del suelo cuando éste está saturado con agua estática. En un elemento de suelo saturado, infinitamente pequeño a cualquier profundidad, la presión de poros horizontal y vertical tienen el mismo valor:  $u = u_v = u_h = z_w h_w$ .

**Resistencia al esfuerzo cortante:** También llamada resistencia al corte, es la resistencia al deslizamiento entre las partículas de suelo que tienden a desplazarse unas respecto a otras. Cuando se aplica una carga vertical y ocurre la rotura del suelo éste comienza a deslizar, entonces se dice que ha ocurrido una *falla general por corte*. Los parámetros que definen esta resistencia son la *cohesión aparente* ( $c'$ ) y el *ángulo de fricción* por esfuerzo efectivo ( $\phi'$ ).

**Subsuelo:** Es la capa de suelo debajo de la capa superficial de la corteza de la tierra. El término *subsuelo* generalmente se refiere a un nivel de tierra por debajo de un terraplén o el nivel por debajo de una perforación y se reserva el término *suelo* a la parte superficial de la corteza terrestre que se origina por procesos naturales como el interperismo mecánico y el interperismo químico.

**Suelo plástico (ASTM D-4318):** Un suelo con un rango de contenido de humedad en el cual presenta plasticidad, es decir, que puede deformarse y conservar su forma cuando se seca.

**Suelo saturado:** Es un suelo cuyos poros están totalmente ocupados por agua.

**Talud:** Es la pendiente o inclinación dada a las paredes de los suelos para evitar su deslizamiento. Es importante garantizar su estabilidad.

**Terraplén:** Se refiere a una masa de suelo colocada por el hombre, a veces, también se le llama simplemente “el relleno” para describir al material de relleno colocado.

## **CAPÍTULO III**

### **MARCO METODOLÓGICO**

#### **3.1. Tipo de investigación**

El tipo de investigación que sustentara en los planteamientos y posibles soluciones, será experimental que según Arias, (2006, p. 33) “es un proceso que consiste en someter a un objeto o grupo de individuos a determinadas condiciones, estímulos o tratamientos (variable independiente), para observar los efectos o reacciones que se producen (variable dependiente)”; por lo que se realizaran una serie de ensayos para evaluar el material de relleno extraído de la cantera.

#### **3.2. Nivel de la investigación**

El estudio se asienta en la investigación descriptiva, que, según Arias, (2006, p. 24) “consiste en la caracterización de un hecho, fenómeno o suposición estableciendo su estructura o comportamiento”, la investigación estará basada en la incidencia que tiene la variación de la energía de compactación sobre la densidad seca y el contenido de humedad de una muestra de suelo.

#### **3.3. Diseño de la investigación**

El planteamiento de la posible estrategia para resolver la problemática expuesta, adopta; un diseño de investigación de laboratorio, “análisis sistemático de problemas en la realidad, con el propósito bien sea de describirlos, interpretarlos, entender su naturaleza y factores constituyentes, explicar sus causas y efectos, o predecir su ocurrencia, haciendo uso de métodos o enfoques de investigación conocidos o en desarrollo. Los datos serán recogidos en forma directa de la realidad; en este sentido se trata de investigaciones a partir de datos originales o primarios” para Mijares y García, (2007, p. 4); la indagación se realiza bajo los ensayos Proctor modificado de la muestra de suelo a usar como material de relleno.

### 3.4. Población y muestra

El término población se refiere a “es un conjunto finito o infinito de elementos con características comunes para los cuales serán extensivas las conclusiones de la investigación”. Arias, (2006, p. 81), la población estaría representada por el material de relleno recolectado en la cantera Maco Maco, en San Diego, Edo. Carabobo. El concepto de muestra es que “es un subconjunto representativo y finito que se extrae de la población accesible.” Arias, (2006, p. 83), en este caso la muestra estaría representada por las muestras de suelo en las que se dividió el material para almacenarlo en sacos enumerados.


### 3.5. Técnica e Instrumento de recolección de datos

La información se obtendrá bajo la forma de observación directa, que según Hernández, Fernández y Baptista, (1991, p. 348) “La observación consiste en el registro sistemático, válido y confiable de comportamientos o conducta manifiesta”; se trabajará en un laboratorio donde se determinarán las características de la muestra de suelo utilizada como material de relleno. Los instrumentos de recolección de datos que se emplearan son los documentos electrónicos, como trabajos de grado, normas técnicas ASTM, libros científicos y documentos referentes al tema de compactación, mecánica de los suelos, granulometría y el ensayo Proctor modificado.

<b>Tabla 12. Formato para ensayo de límite líquido</b>		
# de golpes/capa requerido = _____		
<b>RESULTADOS</b>		
<i>N</i> cierre =		golpes
<i>M</i> húmeda + recip. =		g
<i>M</i> seca + recip. =		g
<i>M</i> recip. =		g
<i>W</i> =		%

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

**Tabla 13.** Formato para cálculos de granulometría

 <p style="text-align: center;"><b>UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ</b> <b>FACULTAD DE INGENIERÍA</b> <b>ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL</b></p>					
<b>IDENTIFICACIÓN DE LA MUESTRA = _____</b> <b>MASA DEL MATERIAL RETENIDO EN EL TAMIZ # 10 = _____</b> <b>MASA DEL MATERIAL QUE PASA EL TAMIZ # 10 = _____</b> <b>MASA TOTAL DE LA MUESTRA = _____</b>					
TAMIZ NOMINAL	ABERTURA (mm)	MASA RETENIDA (g)	% RETENIDO PARCIAL	% ACUMULADO	
				RETENIDO	PASANTE
2"	50,00				
1 1/2"	37,50				
1"	25,00				
3/4"	19,00				
3/8"	9,50				
No. 4	4,75				
No. 8	2,36				
No. 10	2,00				
$\Sigma =$	-		-	-	-
TAMIZ NOMINAL	Masa Retenida de la porción tomada (g)	Porción de suelo tomada del material pasante # 10: <div style="border: 1px solid black; display: inline-block; width: 100px; height: 20px; vertical-align: middle;"></div> g			
No. 20 (0,85 mm)					
No. 40 (0,425 mm)					
No. 60 (0,25 mm)					
No. 100 (0,15 mm)					
No. 200 (0,075 mm)					
Fondo					
$\Sigma =$					

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Tabla 14: Formato para ensayo Proctor (Punto de compactación)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =		g
Masa (molde+placa base) =		g
Volumen del molde =		cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =		g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =		g
Suelo húmedo inferior =		g
Suelo seco superior =		g
Suelo seco inferior =		g
Wsup =		%
Winf =		%
Wprom =		%
Densidad seca, $\rho_d$ =		g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

### 3.6. Fases metodológicas

**Fase I. Identificar la muestra del suelo mediante ensayos normalizados por la American Society for Testing and Materials (ASTM).**

Se realizarán ensayos granulométricos normalizados a la muestra de suelo utilizada para la investigación y así poder clasificarlo según los parámetros del Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos (SUCS) y de la American Association of State Highway Officials (AASHTO).

**Fase II. Aplicar el ensayo Proctor modificado, y además, otros ensayos variando la energía de compactación, a la muestra clasificada.**

A partir del resultado obtenido en la clasificación de la muestra de suelo, se aplicarán los procedimientos descritos en la norma norteamericana ASTM D-1557 para realizar correctamente los ensayos experimentales. Luego, se realizarán ensayos con mayor-menor energía de compactación que la establecida por dichos estándares.

**Fase III. Estimar la curva que mejor se ajuste a los datos obtenidos experimentalmente, mediante el método de los mínimos cuadrados calculado por un software de computación.**

Una vez aplicado el ensayo Proctor modificado y otros ensayos con una energía de compactación mayor y menor a la especificada en la norma ASTM D-1557. Entonces, se procederá a elaborar unas curvas de compactación, trazando la curva que mejor se ajuste a los datos del experimento (puntos de compactación), éste método se conoce como *método de los mínimos cuadrados*. Hoy en día dicho método puede ser aplicado usando un programa (software) de computación, luego se podrán generar ecuaciones polinómicas para evaluar el contenido de humedad y obtener la densidad seca en un punto dado de una curva.

**Fase IV. Explicar los resultados del comportamiento en los parámetros de compactación: densidad del suelo en estado seco y contenido de humedad de moldeo.**

Luego de haber realizado los ensayos de compactación, se procederá a comparar y analizar los resultados obtenidos. Haciendo un análisis mediante curvas y gráficas de barras que puedan ser comparadas entre sí (superposición de datos), siendo evaluados de esta manera los parámetros de densidad seca y contenido de humedad, a la variedad de energías de compactación aplicadas en laboratorio al suelo ensayado en el cilindro Proctor.

## CAPÍTULO IV ANÁLISIS Y RESULTADOS

### 4.1. Clasificación del suelo

En esta etapa se presentan los parámetros necesarios para evaluar la clasificación del suelo por los dos importantes sistemas de clasificación de suelos existentes, el Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos y el Sistema AASHTO. Éstos resultados provienen de una cuidadosa labor de ensayos realizados en el Laboratorio de Mecánica de los Suelos de la Universidad José Antonio Páez.

#### *Identificación visual del suelo*

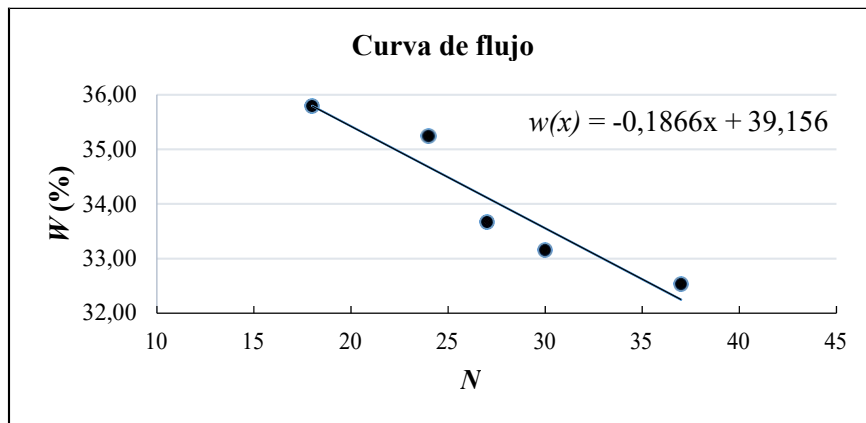
- **Examen visual de los granos de arena y grava:** Los granos poseen formas variadas (diversa gradación) y algunos esquistos metamórficos (ver ANEXO C).
- **Ensayo de dilatancia:** No ocurrió ninguna reacción al agitar una muestra de suelo horizontalmente golpeando una mano contra la otra varias veces y luego apretándolo, por lo que se sospecha que tiene un contenido de *arcilla* o *limo arcilloso*.
- **Plasticidad:** Se pueden formar rollos de aproximadamente 3 mm de espesor, sin embargo, para formarlos se requiere mucho cuidado y son muy quebradizos, por lo que su plasticidad debe ser de *mediana a baja*.
- **Color y olor:** No posee olor característico y tiene un color marrón grisáceo claro cuando está en estado seco.
- **Brillo de la muestra:** Al tratar de pulir con un cuchillo una superficie húmeda del suelo, el mismo presenta un brillo leve, pudiera ser por la presencia de *arcilla*.

### ***Contenido de humedad natural***

Este valor fue calculado usando varias muestras de suelo húmedo. Se determinó el contenido de humedad y el promedio de dichos ensayos resultó ser:  $W_{natural} = 4,24\%$ . Cabe destacar que el valor obtenido concuerda con el contenido de humedad natural promedio de las arenas ( $< 5\%$ ).

### ***Ensayo de límite líquido (LL)***

Luego de realizar cinco (5) pruebas al mismo suelo, variando su contenido de humedad y contando el número de golpes con la Copa de Casagrande (Ver ANEXO F) necesarios para lograr un cierre de aprox. 13 mm en la ranura del suelo, se elaboró la *curva de flujo* en la cual se representa el contenido de humedad, expresado en porcentaje, en el eje de las ordenadas (escala aritmética) y el número de golpes,  $N$ , en el eje de las abscisas o su logaritmo. Las muestras tomadas en el laboratorio luego de cada ensayo resultaron en los siguientes contenidos de humedad. La mencionada gráfica resultó ser:



**Gráfica 1:** Curva de flujo para cálculo de límite líquido

**Fuente:** Johan Lamas y Juan Díaz, (2015).

Se aplicó un método de regresión lineal y la ecuación obtenida en dicha regresión fue la siguiente:

$$w(x) = -0,1866x + 39,156.$$

El límite líquido se obtiene al evaluar  $N = 25$  en la expresión.

$$w(25) = -0,1866(25) + 39,156 = 34,49 \% = LL$$

***Ensayo de límite plástico (LP)***

Se tomaron dos muestras para realizar este ensayo tal como lo especifica la Norma ASTM descrita en el capítulo II de este trabajo. Los materiales usados para llevar a cabo esta prueba los puede ver en el ANEXO G.

<b>Tabla 15. Resultados del ensayo de límite plástico</b>	
<b>Muestra #1</b>	<b>Resultado</b>
Masa del recipiente + muestra húmeda =	34,3 g
Masa del recipiente + muestra seca =	31,8 g
Contenido de humedad =	25,21 g
<b>Muestra #2</b>	<b>Resultado</b>
Masa del recipiente + muestra húmeda =	24,6 g
Masa del recipiente + muestra seca =	24,2 g
Contenido de humedad =	23,53 %
Contenido de humedad promedio = <b>Límite plástico</b> =	<b>24,52 %</b>


***Ensayo granulométrico***

Para garantizar una distribución granulométrica representativa, se procedió a realizar el análisis granulométrico de manera aleatoria a 4 de los 23 sacos que componen la muestra de suelo (ver ANEXO B).

Se identificaron los 23 sacos con números y se procedió a tomar aleatoriamente diez (10) kg de material de los sacos seleccionados: 5, 17, 3 y 12. Esto permite una selección al azar de la muestra para representar mejor la totalidad del material a ensayar.

Se cuarteó el material de cada saco, hasta obtener diez (10) kg de muestra de cada uno de ellos, se realizó el lavado del material tal como lo indica la norma ASTM D-422. A continuación, se presenta la distribución granulométrica promedio de la muestra. Si desea ver los resultados de los ensayos parciales que se usaron para llegar al promedio, consulte el ANEXO O.

**Tabla 16.** Resultados promedio del análisis granulométrico

 <p style="text-align: center;">UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL</p>				
<b>IDENTIFICACIÓN DE LA MUESTRA = Promedio (Estadísticamente)</b>				
MASA DEL MATERIAL RETENIDO EN EL TAMIZ # 10 = 5157,88 g				
MASA DEL MATERIAL QUE PASA EL TAMIZ # 10 = 4028,35 g				
MASA TOTAL DE LA MUESTRA = 9186,23 g				
TAMIZ NOMINAL	ABERTURA (mm)	% RETENIDO PARCIAL	% ACUMULADO	
			RETENIDO	PASANTE
2"	50,00	0,00	0,00	100,00
1 1/2"	37,50	0,00	0,00	100,00
1"	25,00	9,40	9,40	90,60
3/4"	19,00	5,38	14,78	85,22
3/8"	9,50	12,67	27,46	72,54
# 4	4,75	10,85	38,31	61,69
# 8	2,36	10,58	48,88	51,12
# 10	2,00	1,44	50,32	49,68
$\Sigma =$	-	-	-	-
TAMIZ NOMINAL	<b>Masa Retenida de la porción tomada ( g):</b>			
	<b>764,3 g</b>			
# 20 (0,85 mm)	-	14,03	64,36	35,64
# 40 (0,425 mm)	-	9,39	71,20	26,26
# 60 (0,25 mm)	-	6,04	75,64	20,22
# 100 (0,15 mm)	-	4,83	79,20	15,39
# 200 (0,075 mm)	-	4,95	82,78	10,44
Fondo (Charola)	-	10,09	91,93	0,35
$\Sigma =$	-	<b>99,69</b>		

Fuente: Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

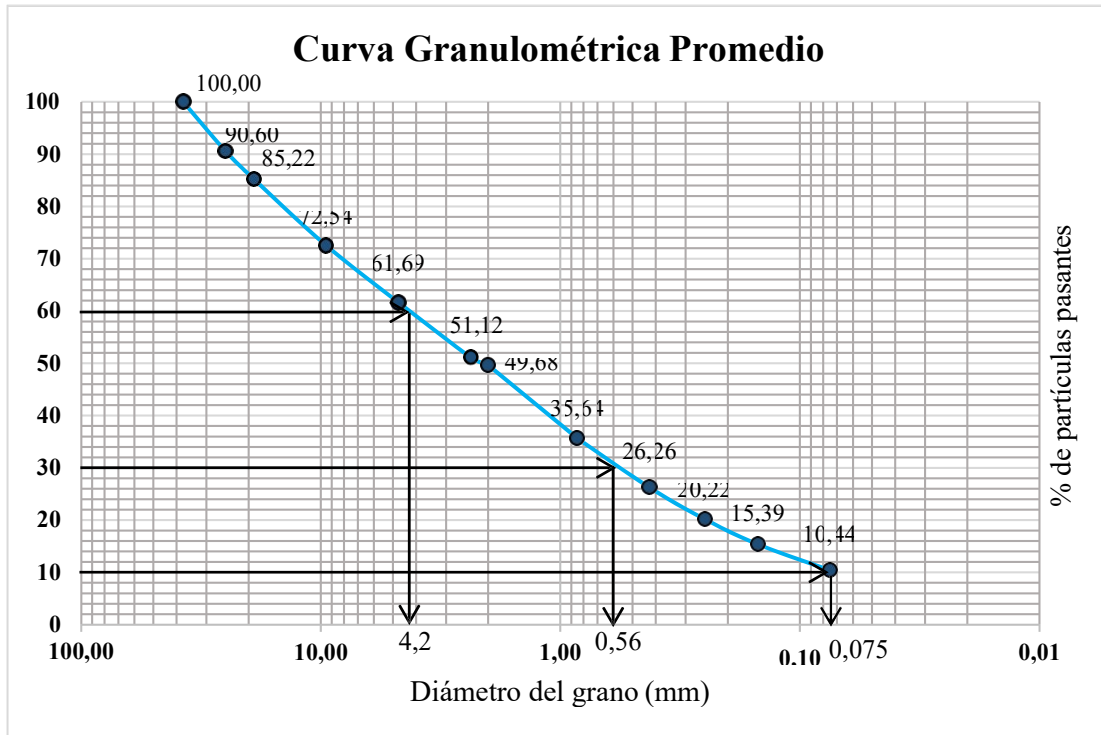
### Resultados de la Tabla 16 (Promedio)

**Fracción fina (limo y arcilla)** = % que pasa el tamiz # 200 = 10,44 %

**Fracción gruesa** = % retenido en el tamiz # 200 = 82,78 %

**Fracción de grava** = % retenido en el tamiz # 4 = 38,31 %

**Fracción de arena** = (% retenido en el tamiz # 200) – (% retenido en el tamiz # 4) = 44,47 %



**Gráfica 2:** Curva granulométrica promedio.

**Fuente:** Johan Lamas y Juan Díaz, (2015).

$$D_{60} = 4,2 \text{ mm}$$

$$D_{30} = 0,56 \text{ mm}$$

$$D_{10} = \text{Tamaño efectivo o diámetro efectivo} = 0,075 \text{ mm}$$

Tamaño máximo = 1 1/2" (38,1 mm).

$$\text{Coeficiente de Uniformidad} = C_u = D_{60} / D_{10} = 4,2 / 0,075 = 56,00$$

$$\text{Coeficiente de Curvatura} = C_c = (D_{30}^2) / (D_{60} \times D_{10}) = 1,00$$

### ***Clasificación según el Sistema Unificado***

Para clasificar el suelo se hará uso de los resultados promedio del análisis granulométrico, ya que de esta manera se reduce la incertidumbre existente en los ensayos experimentales.

Según la Tabla 6 y Figura 21 del capítulo II de este trabajo, podemos describir el suelo de la siguiente manera:

- Hay un 82,78% del material retenido en el tamiz # 200, esto es más del 50 % del material retenido en éste tamiz, por lo que se trata de un **suelo de grano grueso o granular**.
- El 61,69 % del material, pasa el tamiz # 4, es decir, más del 50% pasa el tamiz # 4, por lo que el material es un **suelo arenoso (S)**.
- Contiene entre 5% y 12% de finos o dicho de otra manera, como tiene 10,44 % de material que pasa el tamiz # 200, se requieren **símbolos dobles**.
- El límite líquido  $LL = 34,49 \%$  y fue determinado con una curva de flujo proveniente de varios ensayos, el límite plástico  $LP = 24,52 \%$ . Entonces, el índice de plasticidad es  $IP = LL - LP = 9,97 \%$ . Usando la Carta de Plasticidad (Fig. 2.15 del capítulo II) el suelo se ubica en la zona con símbolo CL u OL. Se puede descartar el suelo orgánico (OL) debido a que el contenido de humedad natural del suelo = 4,24 % concuerda con el de una arena (< 5%) y los suelos orgánicos usualmente tienen muy altos contenidos de humedad, además de materia vegetal. Eso significa, que el suelo tiene arcilla de baja plasticidad (CL) y por lo tanto se usa el símbolo **SC**.
- El coeficiente de uniformidad,  $C_u = 56,00$  2: 6 y 1 ::s  $C_c = 1,00$  ::s 3, se dice entonces que es una **arena bien gradada, SW**, o lo que es lo mismo, tiene una gradación uniforme de sus granos.
- Como se requiere el símbolo doble y el suelo tiene una fracción de grava de 38,31 %, lo cual es mayor o igual que 15 % (vea Fig. 21 del capítulo II) entonces ya podemos concluir que el suelo es **arena bien gradada con arcilla y grava (SW – SC)**.

### ***Clasificación según el sistema AASHTO***

Este sistema de clasificación usa las siguientes características granulométricas y de consistencia, éstos resultados son basados en ensayos previos:

Porcentaje que pasa el tamiz #10 = 49,68 %

Porcentaje que pasa el tamiz #40 = 26,26 %

Porcentaje que pasa el tamiz # 200 = 10,44 %

Límite líquido,  $LL = 34,49$  %

Índice de plasticidad,  $IP = 9,97$  %

Usando la Tabla 7 del capítulo II de éste trabajo de investigación obtenemos que se trata de un suelo **A-2-4(0)**, donde (0) es un parámetro llamado *índice de grupo (IG)*, es decir, el suelo es una **grava y arena limosa o arcillosa**, cuya clasificación general para una capa sub-rasante es de excelente a buena.

### **4.2. Los ensayos Proctor de compactación**

Se realizaron una variedad de ensayos Proctor de compactación a partir del ensayo estándar ASTM D-1557 Proctor modificado, éste requiere 25 golpes/capa a cinco (5) capas dados con un pisón de 4,54 kg en un molde cuyo diámetro es de 101,6 mm y una altura del molde de 116,43 mm (sin collarín), el volumen del molde con dichas dimensiones es 944 cm<sup>3</sup>. La energía aplicada a este ensayo son 2700 KN-m/m<sup>3</sup>. Sin embargo, para observar mejor el comportamiento del suelo ante diferentes energías de compactación, se realizaron ensayos aplicando una energía mayor y menor a la especificada por ASTM, es decir, más y menos de 25 golpes/capa. Los materiales usados para realizar este ensayo se muestran en el ANEXO L.

Para garantizar la aleatoriedad de las muestras tomadas, se tomaron muestras de sacos identificados y escogidos al azar (ver ANEXO B), para los ensayos de 25 y 26 golpes/capa se extrajo el material de los sacos identificados como #1, #4, #16 y #13; para los ensayos de 24 y 27 golpes/capa se extrajo el material de los sacos #6, #8, #14 y #20; para los ensayos de 23 golpes/capa se usaron los sacos #9, #11, #18 y #15. Para los de 22 y 28 golpes/capa se usaron los sacos #2, #6, #9 y #15.

El rango empleado fue de 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28 golpes por capa. Para 22 golpes/capa la energía empleada fue de 2.373 KN-m/m<sup>3</sup>, para 23 golpes/capa la energía empleada fue de 2.480 KN-m/m<sup>3</sup>, para 24 golpes/capa fue 2.588 KN-m/m<sup>3</sup>; para 25 golpes/capa se usaron 2.700 KN-m/m<sup>3</sup>; 26 golpes/capa se empleó 2.804 KN-m/m<sup>3</sup>; 27 golpes/capa se aplicaron 2.912 KN-m/m<sup>3</sup>, para 28 golpes/capa la energía empleada fue de 3.020 KN-m/m<sup>3</sup>

Las siguientes características son comunes para todos los ensayos realizados:

- Número de capas = 5
- Masa de la muestra a ensayar (Pasante tamiz 3/8") = 2750 g.
- Diámetro del molde = 101,6 mm.
- Altura del molde = 116,43 mm.
- Contenido de humedad inicial ::: 0 % (Las muestras se secaron al horno a 110 ±5 °C).  
Vea los huecos hechos a la muestra para un secado más eficiente en el ANEXO H.
- Cantidad de agua añadida = La necesaria para alcanzar el contenido de humedad deseado.

A continuación, se presentan los resultados de las diversas pruebas de compactación Proctor realizadas en el laboratorio para cada una de las energías aplicadas, el resto de los resultados se presentan en forma de tablas en el ANEXO P.

**Ensayos Proctor Modificado (ASTM, 25 golpes/capa) – Energía: 2.700 KN-m/m<sup>3</sup>**

Se muestra el resultado del primer punto de compactación, consulte el ANEXO P para ver el resto de los resultados.

<b>Tabla 17: Punto de compactación 1 (25 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6128,2	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,03	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	51,7	g
Suelo húmedo inferior =	53,6	g
Suelo seco superior =	50,7	g
Suelo seco inferior =	52,5	g
Wsup =	1,97	%
Winf =	2,10	%
Wprom =	2,03	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,99</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

**Ensayos Proctor (22 golpes/capa) – Energía: 2.373 KN-m/m<sup>3</sup>.**

<b>Tabla 18: Punto de compactación 1 (22 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6088,7	g
Masa (molde+placa base) =	4208,5	g
Volúmen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	1,99	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	117,6	g
Suelo húmedo inferior =	113,4	g
Suelo seco superior =	114,1	g
Suelo seco inferior =	109,8	g
Wsup =	3,07	%
Winf =	3,28	%
Wprom =	3,17	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,93</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015)

### Ensayos Proctor (23 golpes/capa) – Energía: 2.480 KN-m/m<sup>3</sup>

Se muestra el primer punto de compactación, el resto de los ensayos puede consultarse en el ANEXO P.

<b>Tabla 19: Punto de compactación 1 (23 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6123,0	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,03	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	119,1	g
Suelo húmedo inferior =	112,4	g
Suelo seco superior =	115,2	g
Suelo seco inferior =	109,1	g
Wsup =	3,39	%
Winf =	3,02	%
Wprom =	3,21	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,96</b>	g/cm <sup>3</sup>

Fuente: Díaz Juan y Lamas Johan, (2015)

### Ensayos Proctor (24 golpes/capa) – Energía: 2.588 KN-m/m<sup>3</sup>

Consulte el ANEXO P, para ver el resto de los resultados.

<b>Tabla 20: Punto de compactación 1 (24 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6133,5	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,04	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	52,1	g
Suelo húmedo inferior =	49,3	g
Suelo seco superior =	50,9	g
Suelo seco inferior =	48,1	g
Wsup =	2,36	%
Winf =	2,49	%
Wprom =	2,43	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,99</b>	g/cm <sup>3</sup>

Fuente: Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

**Ensayos Proctor (26 golpes/capa) – Energía: 2.804 KN-m/m<sup>3</sup>**

Consulte el ANEXO P, para ver el resto de los resultados.

<b>Tabla 21: Punto de compactación 1 (26 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6154,8	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volúmen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,06	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	52,6	g
Suelo húmedo inferior =	53,9	g
Suelo seco superior =	51	g
Suelo seco inferior =	52,3	g
Wsup =	3,14	%
Winf =	3,06	%
Wprom =	3,10	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>2,00</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

**Ensayos Proctor (27 golpes/capa) – Energía: 2.912 KN-m/m<sup>3</sup>**

Consulte el ANEXO P, para ver el resto de los resultados.

<b>Tabla 22: Punto de compactación 1 (27 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6153,5	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volúmen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,06	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	98,9	g
Suelo húmedo inferior =	92,4	g
Suelo seco superior =	95,5	g
Suelo seco inferior =	89,8	g
Wsup =	3,56	%
Winf =	2,90	%
Wprom =	3,23	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,99</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

**Ensayos Proctor Modificado (28 golpes/capa) #1 – Energía: 3.020 KN-m/m<sup>3</sup>.**

Puede ver el resto de los resultados, en el ANEXO P.

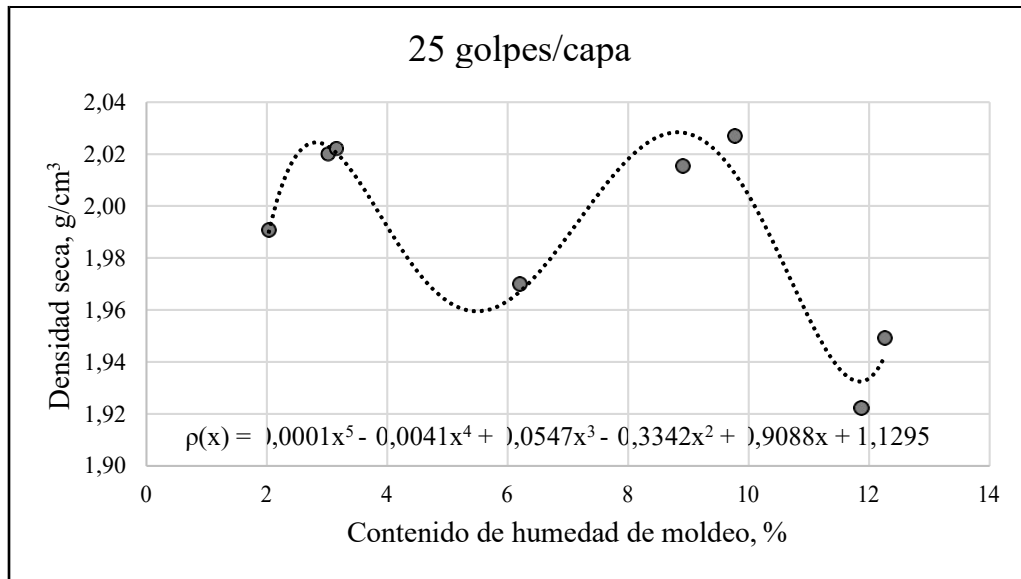
<b>Tabla 23: Punto de compactación 1 (28 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6149	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volúmen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,05	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	49,5	g
Suelo húmedo inferior =	50,1	g
Suelo seco superior =	47,7	g
Suelo seco inferior =	48,5	g
Wsup =	3,77	%
Winf =	3,30	%
Wprom =	3,54	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,98</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

**4.3. Determinación de las curvas de compactación experimentales promedio**

En esta etapa se presentan los resultados cuantificados de los ensayos realizados en el laboratorio. Se graficó la densidad seca máxima en g/cm<sup>3</sup> porque esta es la unidad empleada a escala de laboratorio, este parámetro se representa en el eje de las ordenadas y en el eje de las abscisas se representa el contenido de humedad de moldeo, expresado en porcentaje.

Luego se procedió a hallar una curva de tendencia promedio que mejor se ajuste a los datos obtenidos en los experimentos, éstas curvas son más definidas cuanto más alto es el orden de la ecuación que las representa, éstas son ecuaciones polinómicas y algunas de ellas resultaron de segundo orden, otras de tercer orden y otras de cuarto orden. Su aplicación es obtener el valor en la curva de tendencia al evaluar el contenido de humedad de moldeo en la expresión. En las curvas de compactación se puede apreciar la densidad seca máxima. A continuación, los resultados de los ensayos:

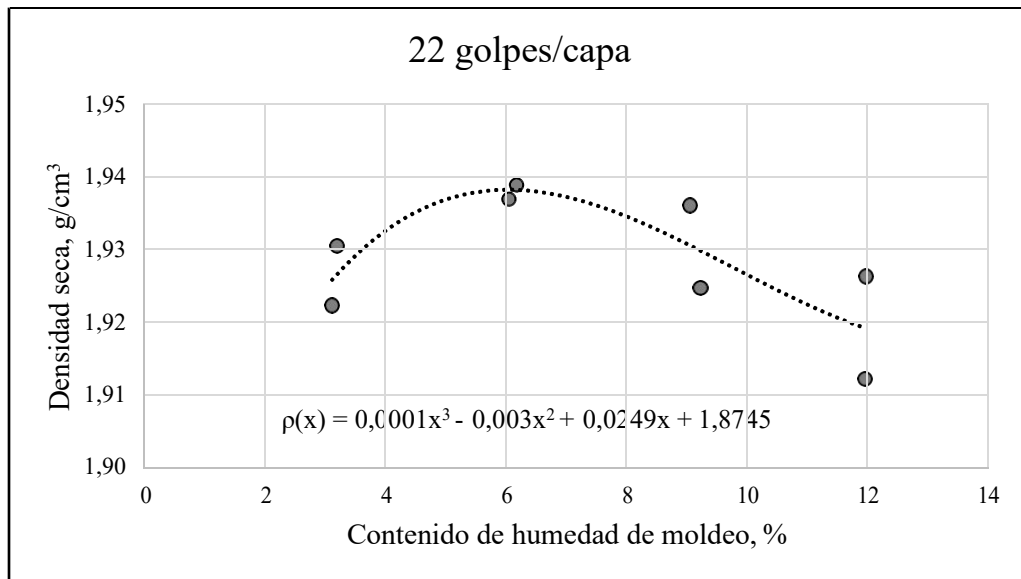


**Gráfica 3:** Curva de compactación, 25 golpes/capa

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

Contenido de humedad óptimo = **8,87 %**

Densidad seca máxima = **2,035 g/cm<sup>3</sup>**

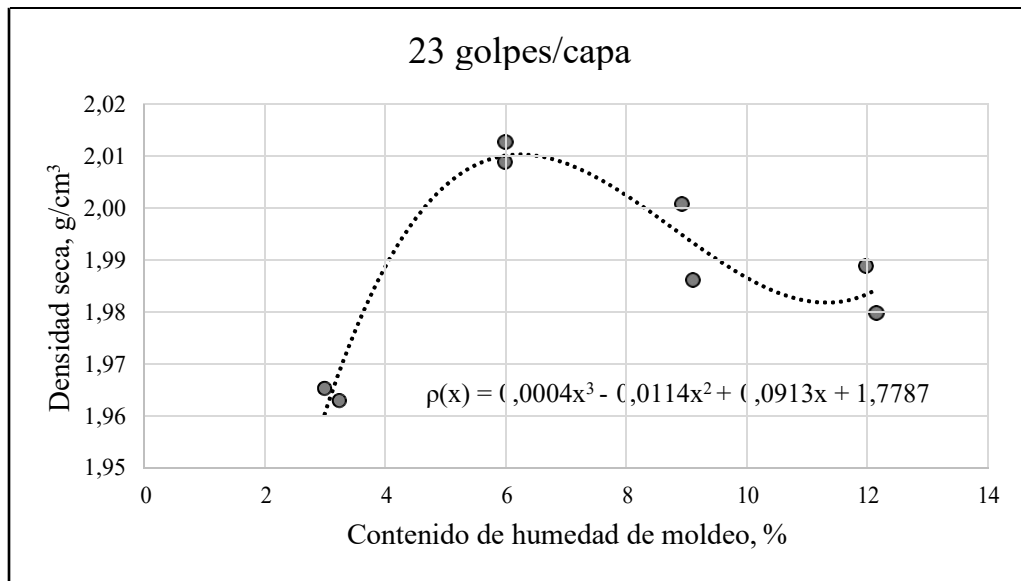


**Gráfica 4:** Curva de compactación, 22 golpes/capa

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

Contenido de humedad óptimo = **6,10 %**

Densidad seca máxima = **1,938 g/cm<sup>3</sup>**

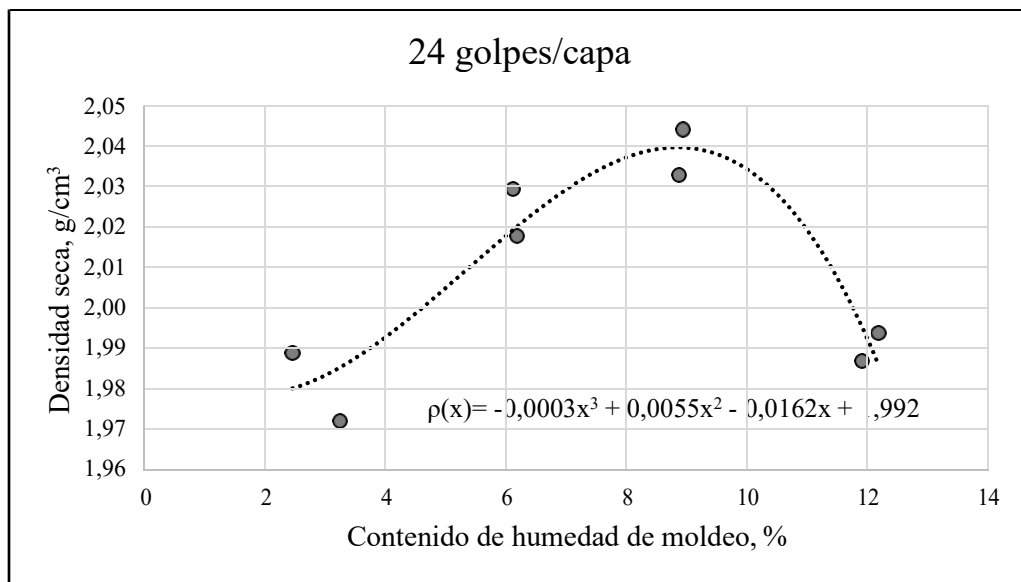


**Gráfica 5:** Curva de compactación, 23 golpes/capa

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

Contenido de humedad óptimo = **6,00 %**

Densidad seca máxima = **2,011 g/cm<sup>3</sup>**

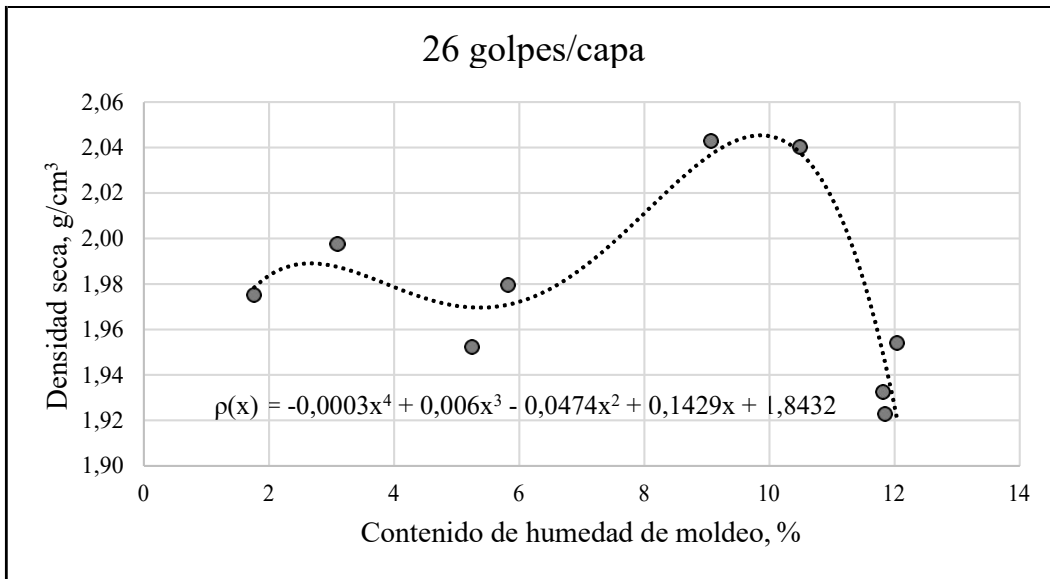


**Gráfica 6:** Curva de compactación, 24 golpes/capa

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

Contenido de humedad óptimo = **8,91 %**

Densidad seca máxima = **2,039 g/cm<sup>3</sup>**

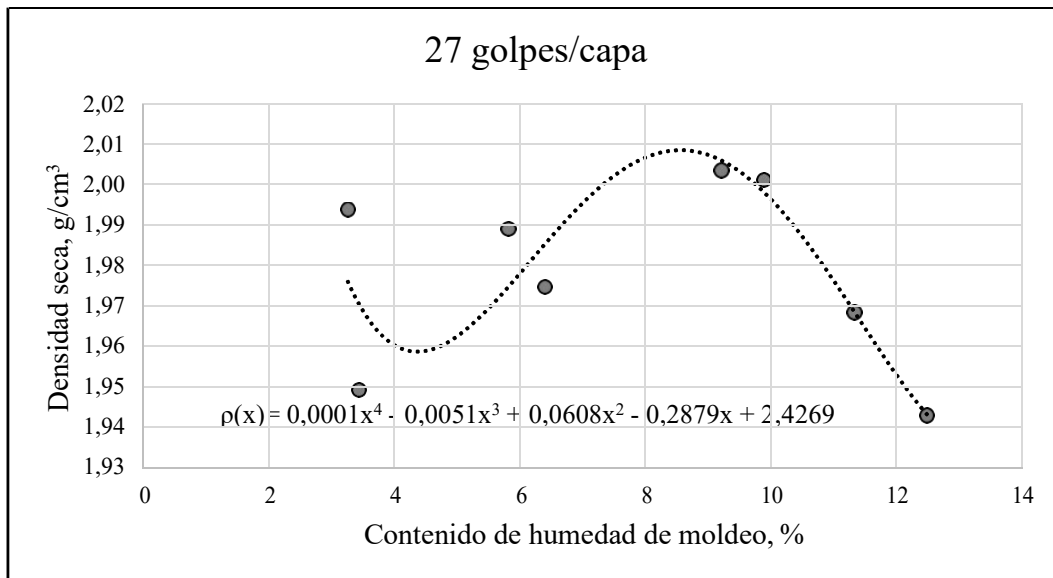


**Gráfica 7:** Curva de compactación, 26 golpes/capa

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

Contenido de humedad óptimo = **9,81 %**

Densidad seca máxima = **2,045 g/cm<sup>3</sup>**

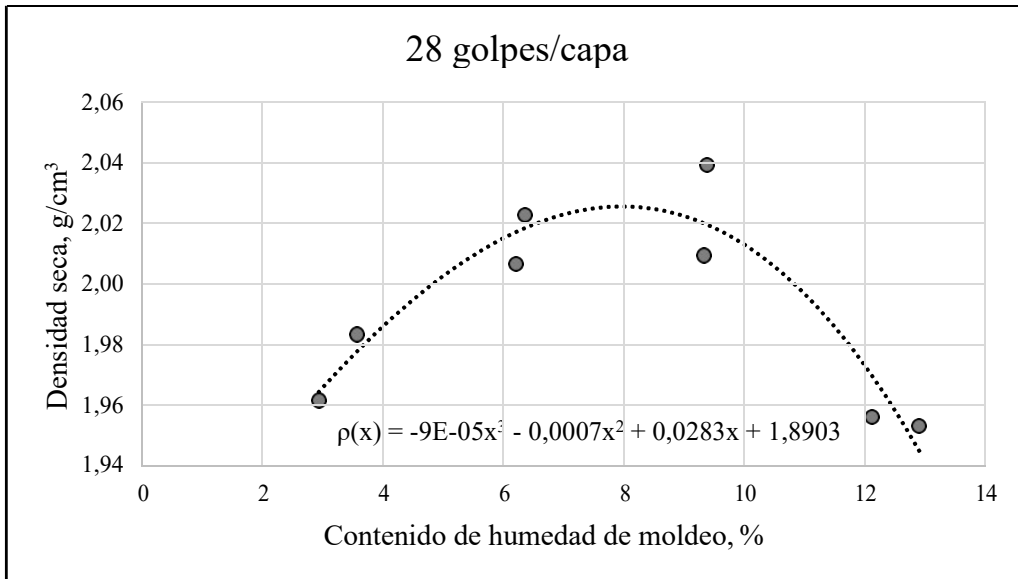


**Gráfica 8:** Curva de compactación, 27 golpes/capa

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

Contenido de humedad óptimo = **9,2 %**

Densidad seca máxima = **2,01 g/cm<sup>3</sup>**



**Gráfica 9:** Curva de compactación, 28 golpes/capa

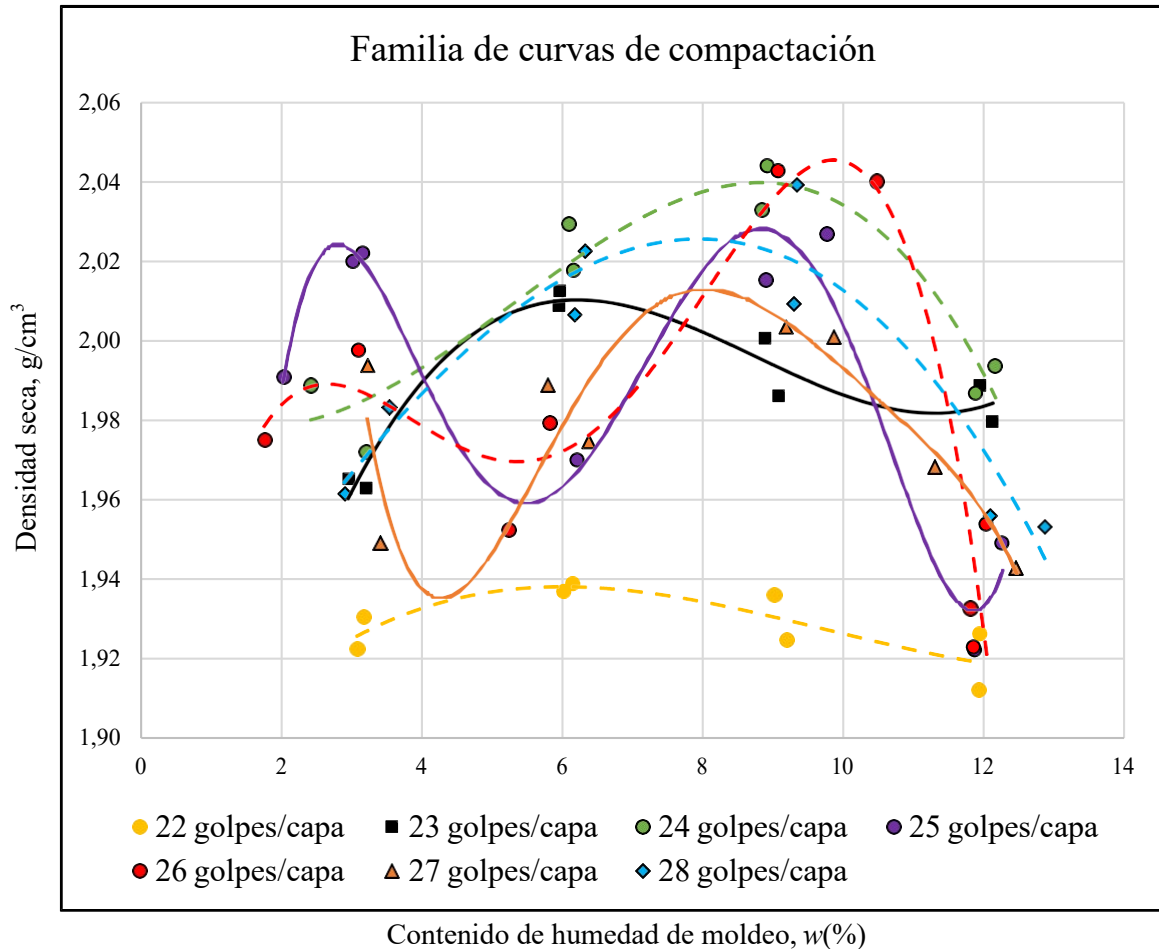
**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

Contenido de humedad óptimo = **7,9 %**

Densidad seca máxima = **2,025 g/cm³**

#### 4.4. Explicación de las curvas de compactación

La superposición de las curvas obtenidas en los ensayos de compactación genera una familia de curvas de compactación que permiten analizar su comportamiento.



**Gráfica 10:** Superposición de curvas (Familia de curvas)

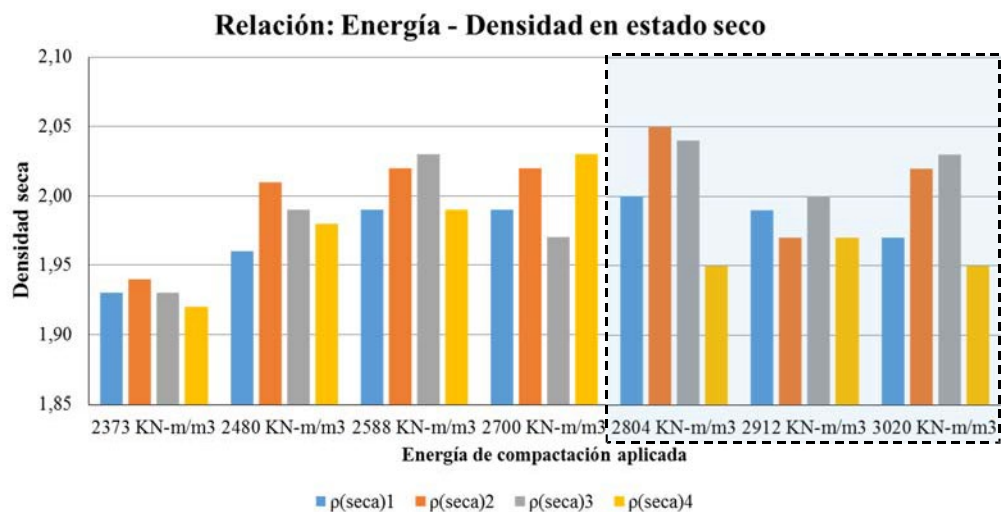
**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

En la Gráfica 14 se observaron los siguientes aspectos:

- Las curvas tienen *formas geométricas diferentes*, dependiendo del número de golpes/capa aplicados en la compactación (energía aplicada).
- Un conjunto de valores para el contenido de humedad óptimo en los que existe una *tendencia a obtener altas densidades secas máximas* se obtiene con contenidos de humedad de entre **6,00 % a 10,00 %**. Esto se puede ver en la Gráfica 14, observe que una mayor cantidad de picos máximos caen dentro de

ese dominio (4 picos máximos), mientras que fuera de este dominio sólo están los picos máximos de la curva de 25 golpes/capa.

- La densidad seca máxima incrementó a medida que fue aumentada la energía de compactación, sin embargo, la curva de 25 golpes/capa tiene una densidad seca máxima similar a la densidad seca máxima de la curva de 24 golpes/capa. Otro aspecto aún más interesante, es que *la curva de 27 golpes/capa tiene una densidad seca máxima menor a la de la curva de 26 golpes/capa.*



**Gráfica 11:** Relación entre los parámetros: energía de compactación y densidad seca

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

- En la Gráfica 11 se puede apreciar de forma clara, que el promedio de las densidades secas para una energía de 2912 KN-m/m<sup>3</sup> (27 golpes/capa) es menor que el promedio de las densidades secas obtenidas para una energía de 2804 KN-m/m<sup>3</sup> y también a las densidades secas para una energía de 3020 KN-m/m<sup>3</sup> (28 golpes/capa). Este comportamiento se trata de *una anomalía*, ya que se esperan mayores densidades en estado seco del suelo a medida que se aplica una mayor energía de compactación. Algún fenómeno físico está ocurriendo entre las energías antes mencionadas.

## CAPÍTULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### CONCLUSIONES

- Antes de efectuar un análisis granulométrico por tamizado del suelo fue necesario realizar una inspección visual del suelo. Estos ensayos visuales mostraron que el material contiene esquistos y también arcilla o limo arcilloso, con una plasticidad de mediana a baja.

El contenido de agua natural en éste suelo es 4,24 %, este valor concuerda con que el suelo sea arenoso, ya que las arenas tienen una humedad natural promedio  $< 5\%$ .

Los límites de consistencia o límites de Atteberg indican el grado de plasticidad del suelo, siendo el límite líquido = 34,49 % y el límite plástico = 24,52 %. Luego, el índice de plasticidad = 9,97 %. Evidentemente, es un suelo con una baja plasticidad. Se tomaron 4 mezclas seleccionadas aleatoriamente para elaborar un análisis granulométrico del suelo y obtener una menor incertidumbre en el resultado. De manera que, en promedio, el coeficiente de uniformidad es igual a 56,00 y el coeficiente de curvatura es igual a 1,00. Además, presenta una fracción fina (limo y arcilla) igual a 10,44 %, una fracción gruesa igual a 82,78 %, una fracción de grava igual a 38,31 % y una fracción de arena igual a 44,47 %.

El sistema Unificado de Clasificación de los suelos se empleó y se dedujo que éste suelo es una ***Arena bien gradada con arcilla y grava***, cuyo símbolo es doble SW-SC.

De acuerdo al sistema de clasificación AASHTO, éste suelo es un ***A-2-4(0)***, donde (0) es el índice de grupo, ***IG. Grava y arena limosa o arcillosa***.

Debido a todas estas características puede concluirse que es un suelo mixto proveniente de una cantera, que por sus características físicas antes mencionadas y la diversa gradación de los granos suele usarse como material de relleno para carreteras, terraplenes y bases de fundaciones.

- Los ensayos de compactación se realizaron cuidadosamente con los procedimientos descritos en el estándar ASTM D-1557. Se elaboraron curvas de compactación para un número de golpes por cada capa de: 22, 23, 24, 25, 26, 27 y 28. Cabe mencionar que las curvas para 23, 27 golpes/capa tienen una forma de *un pico y medio*, la curva para 25 golpes/capa tiene una forma con *doble pico* y la curva para 22, 26, 24 y 28 golpes/capa tiene una forma típica de *un solo pico*. No se sabe a ciencia cierta por qué existe una variación tan drástica en la forma de estas curvas, pero es un importante efecto que tiene el tipo de suelo en la forma de las curvas de compactación.

Por lo tanto, el suelo se comporta de manera muy diferente entre las diferentes energías aplicadas. Se concluye con que el suelo tiene alta variabilidad en su comportamiento al momento de la compactación y precisando la energía a ser aplicada puede conseguirse el valor óptimo para compactar el suelo.

- Mediante software, se empleó una técnica de análisis de datos que permite trazar una *línea de tendencia* para un conjunto de datos experimentales. Las ecuaciones de las curvas de compactación resultaron ser polinomios de tercer y cuarto orden. Con dichas ecuaciones es posible evaluar la densidad seca que alcanzaría el suelo para un cierto contenido de humedad de moldeo.
- Evidentemente, se observó que la densidad seca máxima y el contenido de humedad óptimo dependen del grado de compactación. En teoría, mientras mayor sea la energía de compactación, mayor debería ser la densidad seca máxima. Sin embargo, para las curvas de 26 y 27 golpes/capa este no es el caso. Se está presentando una menor densidad seca al ser aplicada una mayor energía de compactación, entonces, podemos afirmar que hemos demostrado que ***el grado de compactación de un suelo no es directamente proporcional al esfuerzo de compactación aplicado***. Si bien, al compactar con más energía el suelo estamos reduciendo cada vez más su relación de vacíos, esta disminución de dicho parámetro no justifica lo que ocurre al comparar las curvas de 26 y 27 golpes/capa.

Inferimos que, el elemento de suelo dentro del molde, tiene una mayor cantidad de agua absorbida por las partículas de suelo ya que la densidad del agua es siempre menor a la densidad de los sólidos del suelo, o dicho de otra manera, *se presume que la modificación de la granulometría y el reacomodo de las partículas del suelo por una compactación con altas energías produce un aumento en la superficie específica,  $S_e$ , (superficie por unidad de volumen) de los granos del suelo y esto reduce drásticamente su densidad en estado seco.*

Al construir la familia de curvas de compactación es posible apreciar un dominio o conjunto de valores del contenido de humedad, en el cual existe una *tendencia a obtener las densidades máximas en estado seco* del suelo. Esto ocurre con valores de entre **6,00%** a **10,00 %** en el contenido de humedad de moldeo.

La densidad seca con valor absoluto más alto en la familia de curvas está dada por la curva de 26 golpes/capa a una humedad óptima de **9,80 %**, lo cual resulta en una densidad seca de aproximadamente **2,045 g/cm<sup>3</sup>** y está dentro del dominio descrito anteriormente.

## RECOMENDACIONES

- Se recomienda el uso de suelos mixtos como éste para compactar bases subrasantes para carreteras, presas y terraplenes. Nos referimos al suelo mixto como a las arenas arcillosas con grava o arena arcillosa con limo y grava. En consecuencia se recomienda el uso de este tipo de material de relleno para bases de carreteras y de fundaciones, proveniente de un saque cerca de las coordenadas del ANEXO D, en la cantera Maco Maco, San Diego, Estado Carabobo, Venezuela.
- Habiendo demostrado que *el grado de compactación de un suelo no es directamente proporcional a la energía de compactación aplicada* y que un gran número de pasadas de rodillo en obras reales no garantiza una buena compactación del suelo, si no que más bien, existe un riesgo de reducir su densidad en estado seco notablemente. En consecuencia, se recomienda que en obra, se extienda el material de relleno a compactar en capas de no más de

30 cm de espesor y se le aplique un número de pasadas de rodillo óptimo, es decir, la compactación debe controlarse mediante una relación de compactación, *RC*, de 95% a 100% del ensayo Proctor modificado de ASTM D-1557, pero si se excede de éste 100% se corre el riesgo de estar aplicando excesiva energía de compactación, lo que traería como consecuencia una posible reducción de la densidad del suelo cuando éste se encuentre en estado seco.

- Se recomienda extender esta investigación para una evaluación más minuciosa del fenómeno que ocurre entre la curva de 26 golpes/capa y la de 27 golpes/capa, evaluando la variación de la *relación de vacíos* y la *granulometría* del material en las dos condiciones siguientes: antes de compactar el material en el cilindro Proctor de 4 in y después de compactarlo, con 26 y 27 golpes/capa, respectivamente. Lo que ocurre en ese rango de energía debe ser estudiado más a fondo.
- Para este material de relleno es recomendable alcanzar un valor cercano a 2,045 g/cm<sup>3</sup> de densidad seca máxima en obra, lo cual puede controlar bien la compactación del mismo.
- Se recomienda compactar los suelos porque está demostrado que ello induce a variaciones en la estructura de los suelos cohesivos, es decir, los suelos que contienen arcilla y a la vez se afectan las propiedades físicas tales como la permeabilidad hidráulica y la resistencia al corte (Lambe, 1958). Según diversos autores al compactar el suelo se reduce la capacidad del suelo para conducir agua a través de él, dicho de otra manera, disminuye su *permeabilidad hidráulica*. La compactación mecánica del suelo aumenta la resistencia del terreno debido a que aumenta su *ángulo de fricción* y reduce su *índice de compresibilidad* (Lambe & Whitman, 2014).

## BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA

- Arias, F. G. (2006). *El proyecto de investigación. Introducción a la metodología científica*. Caracas: Episteme.
- ASTM International. (1998). *ASTM D-2216: Determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) de los suelos y rocas por medio de la masa*. Pennsylvania.
- ASTM International. (2000). *ASTM D - 4318: Métodos de prueba estándar para el Límite Líquido, Límite Plástico e Índice de Plasticidad del suelo*. Pennsylvania.
- ASTM International. (2002). *ASTM D - 421: Preparación en seco de muestras de suelo para el análisis de tamaño de partículas y determinación de las constantes del suelo*. Pennsylvania.
- ASTM International. (2002). *ASTM D - 422: Método de prueba estándar para el análisis del tamaño de partículas de suelo*. Pennsylvania.
- ASTM International. (2002). *ASTM D-4943: Método de prueba estándar para los factores de contracción de los suelos por el método de la cera*. Pennsylvania.
- ASTM International. (2012). *ASTM D - 1557: Características de compactación de suelos en laboratorio usando un esfuerzo modificado (2700 kN-m /m<sup>3</sup>)*. Pennsylvania.
- Atteberg, A. (1911). *Plastizität der Tone. Int. Mitt. Bodenkd. Oversatt fr. svenska ur Kungl. Lantbruksakademiens Handlingar och Tidskr. 50*.
- Beviá García, J. F., & Bañón Blázquez, L. (2007). *Manual de Carreteras 2. Construcción - Manetenimiento*. Alicante.
- Casagrande, A. (1932). Research of Atterberg Limits of Soils. En *Public Roads, Vol. 13, No. 8* (págs. 121 - 136).
- Chang Chang, L. (2002). *Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres*.

- Cubrinovski, M., & Ishihara, K. (2002). "Maximum and Minimum Void Ratio Characteristics of Sands". En *Soils and Foundations*, Vol. 42, No. 6 (págs. 65-78).
- Cueche, I., & Pino, J. (2009). *Incidentes de presas en Venezuela*. Venezuela: Universidad de Oriente.
- Das, B. M. (2012). *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 7Ed.* México: Cengage Learning.
- Das, B. M. (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 4Ed.* México: Cengage Learning.
- Foster, C. R. (1962). Field Problems: Compaction. En *Foundation Engineering* (págs. 1000 - 1024). New York: Mc Graw Hill.
- Fratelli, M. G. (1993). *Suelos, Fundaciones y Muros*. Buenos Aires: Editoriales Varias.
- Hernández, S. R., Fernández, C. C., & Baptista, L. P. (1991). *Metodología de la investigación*. México: Mc Graw-Hill.
- Kézdi, Á. (1975). *Manual de la mecánica de suelos, Tomo I*. Caracas: Ediciones de la biblioteca de la Universidad Central de Venezuela.
- Lambe, W. T. (1958). The Engineering Behavior of Compacted Clay. En *Soil Mechanics Foundation Engineering*. ASCE.
- Lambe, W. T., & Whitman, R. V. (2014). *Mecánica de Suelos*. México: LIMUSA.
- Lee, P. Y., & Suedkamp, R. J. (1972). *Characteristics of Irregularly Shaped Compaction Curves of Soils. Highway Research Record No. 381*. Washington, D.C: National Academy of Sciences.
- Mijares, H., & García, L. (2007). *Normas para la elaboración y presentación de los anteproyectos, proyectos y trabajos de grado*. San Diego: Publicación de la Universidad José Antonio Páez.
- Miura, K., Maeda, K., Furukawa, M., & Toki, S. (1997). Physical Characteristics of Sands with Different Primary Properties. En *Soils and Foundations*, Vol. 37. (págs. 53 - 64).

- Páez, M., & Peña, D. (2004). *Correlación del valor del soporte del suelo California Beating Radio (CBR) partiendo de los resultados de la densidad seca y contenido de humedad en los suelos de Maracaibo (Segunda Parte)*. Venezuela: Universidad Rafael Urdaneta.
- Pérez, J., & Jiménez, A. (2010). *Evaluación de la calidad de un geomaterial compactado utilizando la visión de mapas de resistencia y superficies de respuesta en la construcción de desarrollos de ingeniería en la región de Barcelona/Puerto la Cruz, Estado Anzoátegui*. Venezuela: Universidad Nacional Experimental de las Fuerzas Armadas.
- Rogers, J. D. (10 de Octubre de 2015). *Origins of Mechanical Compaction*. Obtenido de Sitio Personal de Ph.D J. David Rogers: <http://web.mst.edu/~rogersda/>

## ANEXOS

### ANEXO A



Material de relleno extraído de la cantera.

Material de relleno de la cantera Maco Maco, San Diego, Estado Carabobo, Venezuela.

### ANEXO B



Almacenamiento del material en sacos identificados con números

Un metro cúbico de material de relleno fue almacenado en sacos, los sacos fueron identificados con números del 1 al 23, es decir, fueron obtenidas 23 muestras almacenadas en sacos de las cuales se extrajo aleatoriamente el material para los ensayos de granulometría y compactación con cilindros Proctor.

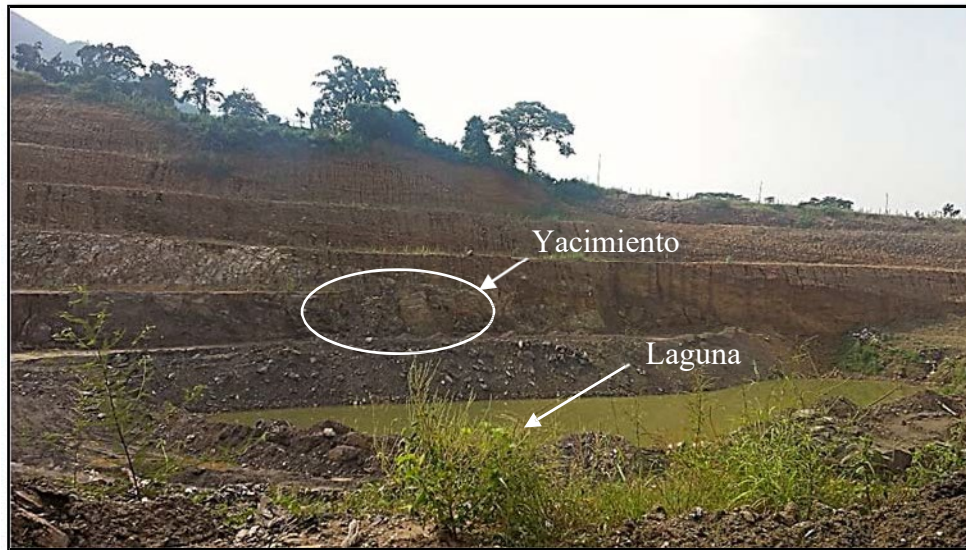
## ANEXO C



Esquistos encontrados en el material de relleno

El material posee *esquistos metamórficos* en su composición, éstos pueden romperse fácilmente con la presión de las manos. Los esquistos contienen gran cantidad de minerales laminares que favorecen su fragmentación en capas delgadas.

## ANEXO D



Sitio de extracción del material de relleno

El lugar de donde fue extraído el material de relleno en la Cantera Maco Maco, en San Diego, Estado Carabobo, Venezuela, se puede observar en la figura anterior, la ubicación es a un costado de la laguna en aproximadamente la mitad de un camino o terraplén de tierra para el tránsito de vehículos de carga y maquinaria pesada.

Las coordenadas UTM aproximadas del sitio de saque del material son, Zona: 19 P Coordenada este, E: 616214.41 m y coordenada norte, N: 1132467.03 m.

## ANEXO E



Algunos de los tamices usados para cernir el suelo

Se emplearon los tamices #20, # 40, #60, #100 y #200 para cernir la fracción fina del suelo (material pasante del tamiz # 10) y los tamices de 2", 1 1/2", 1", 3/4", 3/8", #4, # 8 y #10 para cernir la fracción gruesa del suelo (material retenido en el tamiz # 10).

## ANEXO F



Copa de Casagrande para prueba de límite líquido

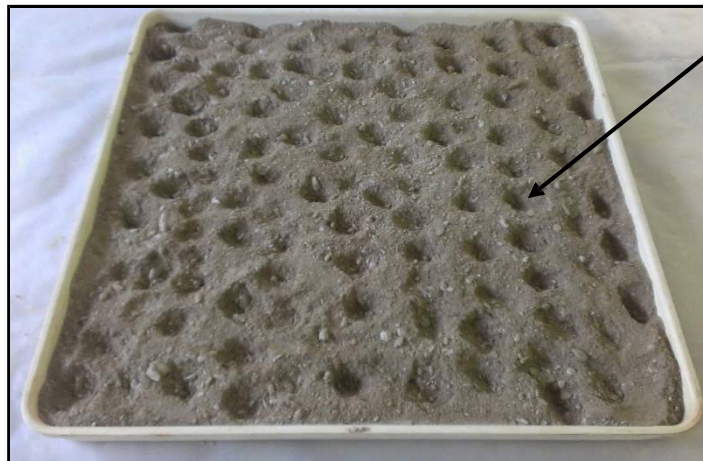
## ANEXO G



Materiales usados en prueba de límite plástico

## ANEXO H

Se le hacen huecos a la superficie para que el calor tenga más efecto en el secado



Muestra secada al horno para los ensayos

Antes de realizar los ensayos de compactación se procedió a secar las muestras para llevar su contenido de humedad hasta cero o aproximadamente cero, y de esta manera poder hallar con exactitud la cantidad de agua a usar, para alcanzar el contenido de humedad deseado en el material a ser compactado en los cilindros Proctor.

**ANEXO I**



Collarín del cilindro Proctor (4 in) con material compactado

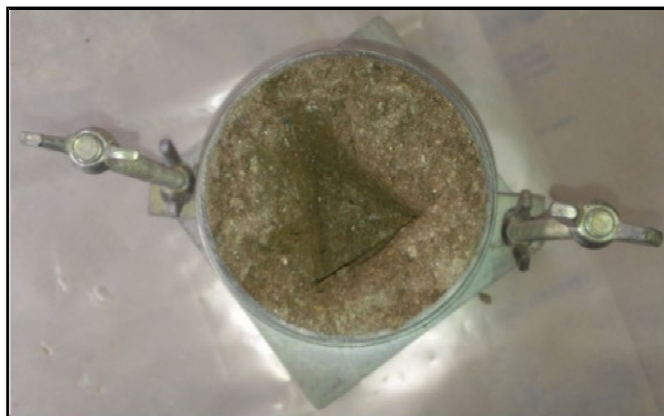
**ANEXO J**

De aquí se extrae la muestra inferior



Sección inferior del cilindro Proctor 4 in,  
desprendida de la placa base

**ANEXO K**



Sección superior del cilindro Proctor 4 in para  
extracción de muestra

## ANEXO L



Materiales usados en los ensayos Proctor.

## ANEXO M



Horno para el secado de las muestras

El horno se colocó en funcionamiento a una temperatura de 230 °F (110 °C), la cual es una temperatura aceptable, según las normas ASTM. Las muestras que se toman son de la parte superior del molde y la parte inferior del molde.

## ANEXO N



Johan J. Lamas



Juan F. Díaz

Autores del trabajo de grado realizando los ensayos Proctor en el Laboratorio de Mecánica de los Suelos de la Universidad José Antonio Páez

## ANEXO Ñ

Resultados del ensayo de límite líquido para elaborar la curva de flujo

Muestra #1		
# golpes requerido = 25 a 35		
RESULTADOS		
$N_{\text{cierre}} =$	37	golpes
$M_{\text{húmeda}} + \text{recip.} =$	49,8	g
$M_{\text{seca}} + \text{recip.} =$	43,0	g
$M_{\text{recip.}} =$	22,1	g
$W_1 =$	32,54	%

Muestra #1, Ensayo límite líquido  
Fuente: Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

Muestra #2		
# golpes requerido = 25 a 30		
RESULTADOS		
$N_{\text{cierre}} =$	30	golpes
$M_{\text{húmeda}} + \text{recip.} =$	47,6	g
$M_{\text{seca}} + \text{recip.} =$	41,3	g
$M_{\text{recip.}} =$	22,3	g
$W_2 =$	33,16	%

Muestra #2, Ensayo límite líquido  
Fuente: Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Muestra #3</b>		
# golpes requerido = 20 a 30		
<b>RESULTADOS</b>		
<i>N</i> cierre =	27	golpes
<i>M</i> húmeda + recip. =	48,7	g
<i>M</i> seca + recip. =	42,1	g
<i>M</i> recip. =	22,5	g
<b>W</b> <sub>3</sub> =	33,67	%

Muestra #4, Ensayo límite líquido

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Muestra #4</b>		
# golpes requerido = 15 a 25		
<b>RESULTADOS</b>		
<i>N</i> cierre =	24	golpes
<i>M</i> húmeda + recip. =	48,4	g
<i>M</i> seca + recip. =	41,6	g
<i>M</i> recip. =	22,3	g
<b>W</b> <sub>4</sub> =	35,23	%

Muestra #4, Ensayo límite líquido

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).


<b>Muestra #5</b>		
# golpes requeridos = 15 a 25		
<b>RESULTADOS</b>		
<i>N</i> cierre =	18	golpes
<i>M</i> húmeda + recip. =	46,2	g
<i>M</i> seca + recip. =	39,9	g
<i>M</i> recip. =	22,3	g
<b>W</b> <sub>5</sub> =	35,80	%

Muestra #5, Ensayo límite líquido

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

## ANEXO O

Resultados de los análisis granulométricos

 <b>UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ</b> <b>FACULTAD DE INGENIERÍA</b> <b>ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL</b>					
<b>IDENTIFICACIÓN DE LA MUESTRA = # 5</b> <b>MASA DEL MATERIAL RETENIDO EN EL TAMIZ # 10 = 4268,6 g</b> <b>MASA DEL MATERIAL QUE PASA EL TAMIZ # 10 = 4185,6 g</b> <b>MASA TOTAL DE LA MUESTRA = 8454,2 g</b>					
TAMIZ NOMINAL	ABERTURA (mm)	MASA RETENIDA (g)	% RETENIDO PARCIAL	% ACUMULADO	
				RETENIDO	PASANTE
2"	50,00	0,0	0,00	0,00	100,00
1 1/2"	37,50	0,0	0,00	0,00	100,00
1"	25,00	755,2	8,93	8,93	91,07
3/4"	19,00	519,3	6,14	15,08	84,92
3/8"	9,50	1244,1	14,72	29,79	70,21
# 4	4,75	828,5	9,80	39,59	60,41
# 8	2,36	816,8	9,66	49,25	50,75
# 10	2,00	104,7	1,24	50,49	49,51
$\Sigma =$	-	4268,6	-	-	-
TAMIZ NOMINAL	Masa Retenida de la porción tomada (g)	Porción de suelo tomada del material pasante # 10: <b>366,7 g</b>			
# 20 (0,85 mm)	108,1	1234,2	14,60	65,09	34,91
# 40 (0,425 mm)	71,6	817,6	9,67	74,76	25,24
# 60 (0,25 mm)	43,6	498,0	5,89	80,65	19,35
# 100 (0,15 mm)	35,7	407,8	4,82	85,48	14,52
# 200 (0,075 mm)	37,0	422,7	5,00	90,47	9,53
Fondo	70,5	804,7	9,52	99,99	0,01
$\Sigma =$	366,7	8453,6	99,99		

Fuente: Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).



**UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**IDENTIFICACIÓN DE LA MUESTRA = # 17**

**MASA DEL MATERIAL RETENIDO EN EL TAMIZ # 10 = 5083,7 g**

**MASA DEL MATERIAL QUE PASA EL TAMIZ # 10 = 4225,8 g**

**MASA TOTAL DE LA MUESTRA = 9309,5 g**

TAMIZ NOMINAL	ABERTURA (mm)	MASA RETENIDA (g)	% RETENIDO PARCIAL	% ACUMULADO	
				RETENIDO	PASANTE
2"	50,00	0,0	0,00	0,00	100,00
1 1/2"	37,50	0,0	0,00	0,00	100,00
1"	25,00	1035,8	11,13	11,13	88,87
3/4"	19,00	537,4	5,77	16,90	83,10
3/8"	9,50	1422,4	15,28	32,18	67,82
# 4	4,75	1090,8	11,72	43,89	56,11
# 8	2,36	895,3	9,62	53,51	46,49
# 10	2,00	102,0	1,10	54,61	45,39
$\Sigma =$	-	5083,7	-	-	-
<b>TAMIZ NOMINAL</b>	<b>Masa Retenida de la porción tomada (g)</b>	<b>Porción de suelo tomada del material pasante # 10:</b>			
		<b>232,0 g</b>			
# 20 (0,85 mm)	60,6	1103,8	11,86	66,46	33,54
# 40 (0,425 mm)	38,5	701,3	7,53	74,00	26,00
# 60 (0,25 mm)	26,2	477,2	5,13	79,12	20,88
# 100 (0,15 mm)	21,3	388,0	4,17	83,29	16,71
# 200 (0,075 mm)	21,1	384,3	4,13	87,42	12,58
Fondo	64,3	1171,2	12,58	100,00	0,00
$\Sigma =$	232,0	9309,5	100,00		

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).



**UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**IDENTIFICACIÓN DE LA MUESTRA = # 3**

**MASA DEL MATERIAL RETENIDO EN EL TAMIZ # 10 = 4206,7 g**

**MASA DEL MATERIAL QUE PASA EL TAMIZ # 10 = 3701,2 g**

**MASA TOTAL DE LA MUESTRA = 7907,90 g**

TAMIZ NOMINAL	ABERTURA (mm)	MASA RETENIDA (g)	% RETENIDO PARCIAL	% ACUMULADO	
				RETENIDO	PASANTE
2"	50,00	0,0	0,00	0,00	100,00
1 1/2"	37,50	0,0	0,00	0,00	100,00
1"	25,00	788,3	9,97	9,97	90,03
3/4"	19,00	419,4	5,30	15,27	84,73
3/8"	9,50	1017,1	12,86	28,13	71,87
# 4	4,75	920,9	11,65	39,78	60,22
# 8	2,36	840,7	10,63	50,41	49,59
# 10	2,00	123,6	1,56	51,97	48,03
$\Sigma =$	-	4110,0	-	-	-
<b>TAMIZ NOMINAL</b>	<b>Masa Retenida de la porción tomada (g)</b>	<b>Porción de suelo tomada del material pasante # 10:</b>			
		<b>527,8 g</b>			
# 20 (0,85 mm)	179,9	1261,5	15,95	67,93	32,07
# 40 (0,425 mm)	114,8	805,0	10,18	78,11	21,89
# 60 (0,25 mm)	72,1	505,6	6,39	84,50	15,50
# 100 (0,15 mm)	56,9	399,0	5,05	89,55	10,45
# 200 (0,075 mm)	61,7	432,7	5,47	95,02	4,98
Fondo	42,4	297,3	3,76	98,78	1,22
$\Sigma =$	527,8	7811,2	98,78		

Fuente: Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).



**UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**IDENTIFICACIÓN DE LA MUESTRA = # 12**

**MASA DEL MATERIAL RETENIDO EN EL TAMIZ # 10 = 3196,2 g**

**MASA DEL MATERIAL QUE PASA EL TAMIZ # 10 = 4000,8 g**

**MASA TOTAL DE LA MUESTRA = 7197,0 g**

TAMIZ NOMINAL	ABERTURA (mm)	MASA RETENIDA (g)	% RETENIDO PARCIAL	% ACUMULADO	
				RETENIDO	PASANTE
2"	50,00	0,0	0,00	0,00	100,00
1 1/2"	37,50	0,0	0,00	0,00	100,00
1"	25,00	545,7	7,58	7,58	92,42
3/4"	19,00	309,6	4,30	11,88	88,12
3/8"	9,50	563,9	7,84	19,72	80,28
# 4	4,75	737,6	10,25	29,97	70,03
# 8	2,36	892,2	12,40	42,36	57,64
# 10	2,00	147,2	1,86	44,23	55,77
$\Sigma =$	-	3196,2	-	-	-
<b>TAMIZ NOMINAL</b>	<b>Masa Retenida de la porción tomada (g)</b>	<b>Porción de suelo tomada del material pasante # 10:</b>			
		<b>402,0 g</b>			
# 20 (0,85 mm)	99,2	987,3	13,72	57,94	42,06
# 40 (0,425 mm)	73,5	731,5	10,16	68,11	31,89
# 60 (0,25 mm)	48,7	484,7	6,73	74,84	25,16
# 100 (0,15 mm)	38,1	379,2	5,27	80,11	19,89
# 200 (0,075 mm)	37,6	374,2	5,20	85,31	14,69
<b>Fondo</b>	104,90	1044,0	14,51	99,82	0,18
$\Sigma =$	402,0	7197,0	100,00		

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

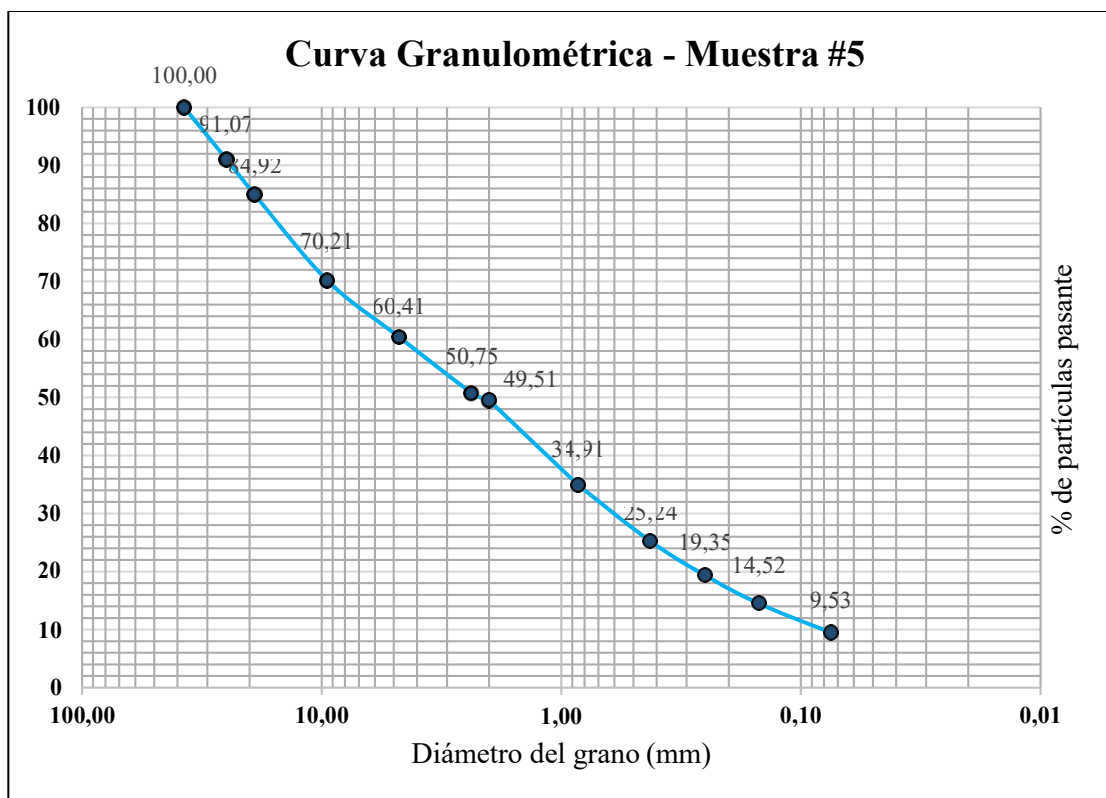
## Resultados Muestra #5

**Fracción fina (limo y arcilla)** = % que pasa el tamiz # 200 = 9,53 %

**Fracción gruesa** = % retenido en el tamiz # 200 = 90,47 %

**Fracción de grava** = % retenido en el tamiz # 4 = 39,59 %

**Fracción de arena** = (% retenido en el tamiz #200) – (% retenido en el tamiz #4) = 50,88 %



Curva granulométrica de la muestra #5.

Fuente: Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

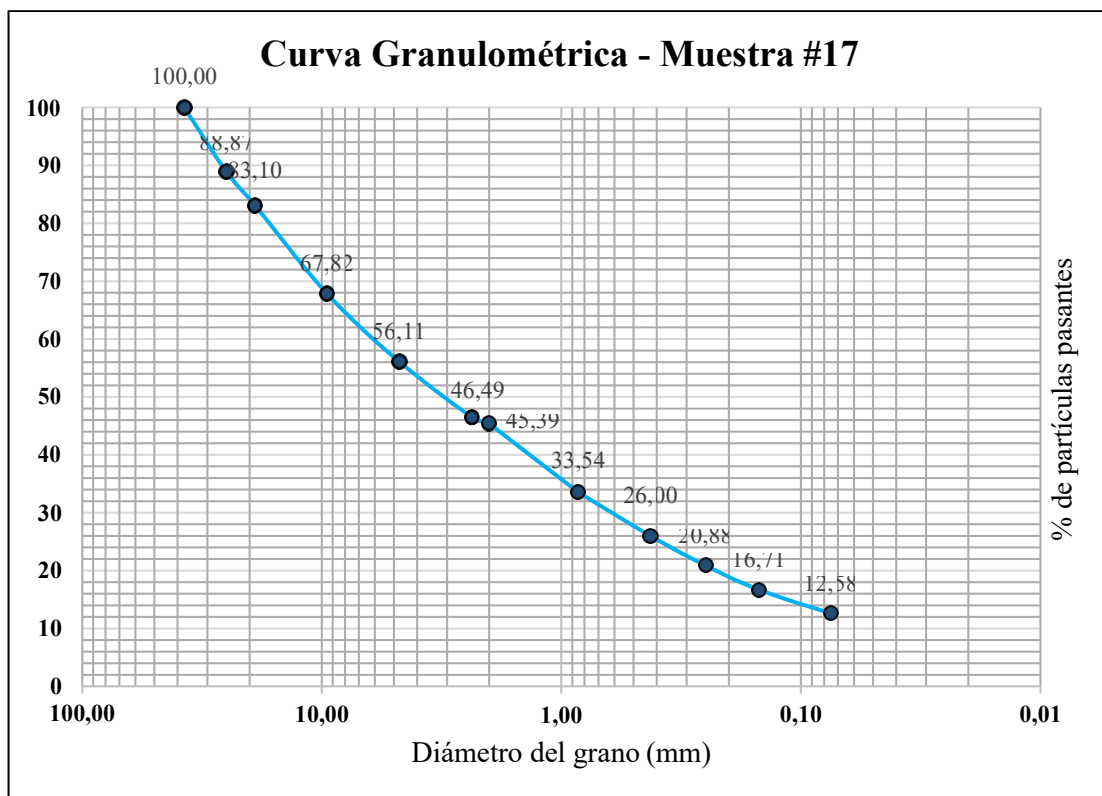
## Resultados Muestra #17

**Fracción fina (limo y arcilla)** = % que pasa el tamiz # 200 = 12,58 %

**Fracción gruesa** = % retenido en el tamiz # 200 = 87,42 %

**Fracción de grava** = % retenido en el tamiz # 4 = 43,89 %

**Fracción de arena** = (% retenido en el tamiz #200) – (% retenido en el tamiz #4) = 43,53 %



Curva granulométrica de la muestra #17.

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

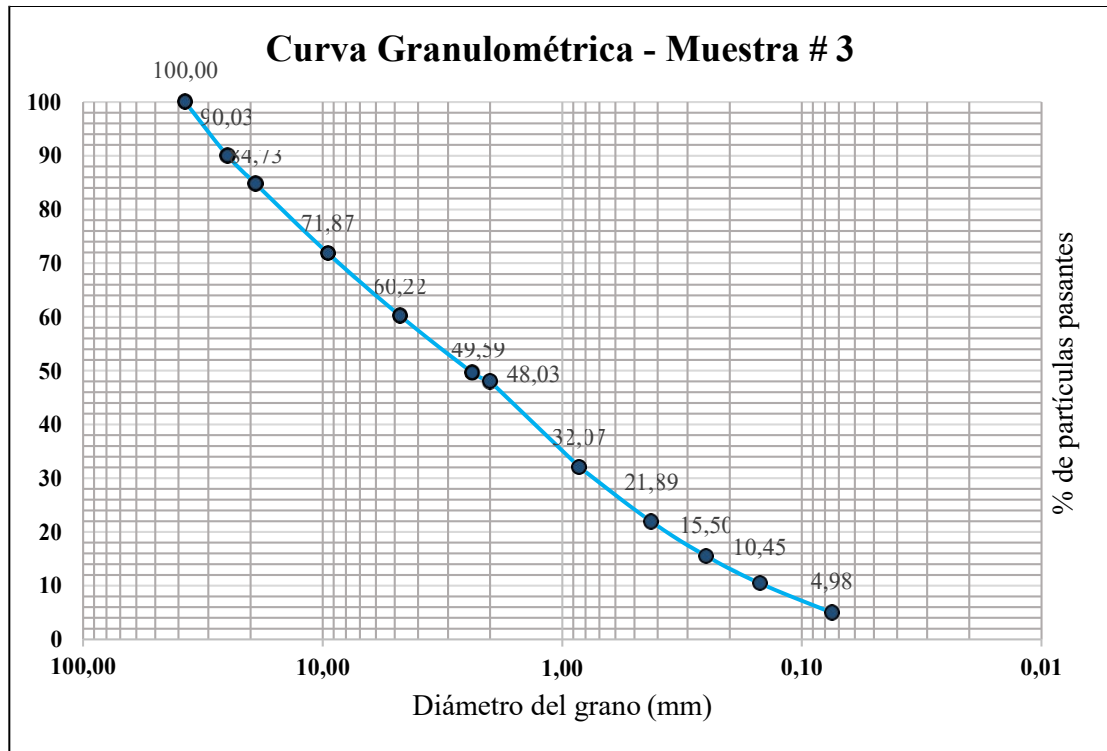
### Resultados Muestra #3

**Fración fina (limo y arcilla)** = % que pasa el tamiz # 200 = 4,98 %

**Fración gruesa** = % retenido en el tamiz # 200 = 95,02 %

**Fración de grava** = % retenido en el tamiz # 4 = 39,78 %

**Fración de arena** = (% retenido en el tamiz #200) – (% retenido en el tamiz #4) = 55,24 %



Curva granulométrica de la muestra #3.

Fuente: Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

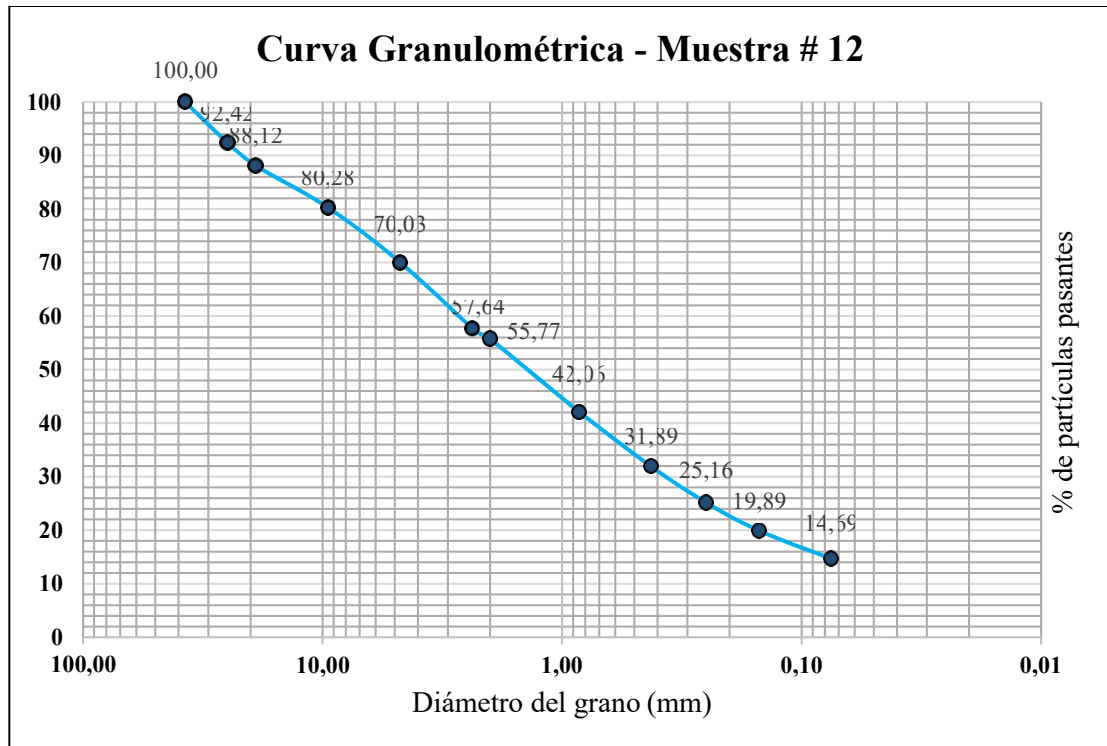
## Resultados Muestra #12

**Fración fina (limo y arcilla)** = % que pasa el tamiz # 200 = 14,69 %

**Fración gruesa** = % retenido en el tamiz # 200 = 85,31 %

**Fración de grava** = % retenido en el tamiz # 4 = 29,97 %

**Fración de arena** = (% retenido en el tamiz #200) – (% retenido en el tamiz #4) = 55,34 %



Curva granulométrica de la muestra #12.

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

## ANEXO P

Resultados de los ensayos Proctor de compactación

**Ensayos 25 golpes/capa – Energía = 2.700 KN-m/m<sup>3</sup> (Conjunto de ensayos 1)**

<b>Punto de compactación 2 (25 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6177,0	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,08	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	126,45	g
Suelo húmedo inferior =	116,76	g
Suelo seco superior =	122,82	g
Suelo seco inferior =	113,27	g
Wsup =	2,96	%
Winf =	3,08	%
Wprom =	3,02	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>2,02</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 3 (25 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6181,0	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,09	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	47,4	g
Suelo húmedo inferior =	50,1	g
Suelo seco superior =	44,6	g
Suelo seco inferior =	47,2	g
Wsup =	6,28	%
Winf =	6,14	%
Wprom =	6,21	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,97</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 4 (25 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6311	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,23	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	263,7	g
Suelo húmedo inferior =	278,5	g
Suelo seco superior =	239,2	g
Suelo seco inferior =	254,8	g
Wsup =	10,24	%
Winf =	9,30	%
Wprom =	<b>9,77</b>	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>2,03</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 5 (25 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6276,1	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,19	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	385,3	g
Suelo húmedo inferior =	456,9	g
Suelo seco superior =	342,3	g
Suelo seco inferior =	408,1	g
Wsup =	12,56	%
Winf =	11,96	%
Wprom =	<b>12,26</b>	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,95</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

**Ensayos 25 golpes/capa – Energía = 2.700 KN-m/m<sup>3</sup> (Conjunto de ensayos 2)**

<b>Punto de compactación 1 (25 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6124,4	g
Masa (molde+placa base) =	4208,5	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,03	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	118	g
Suelo húmedo inferior =	118,3	g
Suelo seco superior =	114,7	g
Suelo seco inferior =	114,2	g
Wsup =	2,88	%
Winf =	3,59	%
Wprom =	<b>3,23</b>	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,97</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 2 (25 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6180,1	g
Masa (molde+placa base) =	4208,5	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,09	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	119,1	g
Suelo húmedo inferior =	117,6	g
Suelo seco superior =	112,3	g
Suelo seco inferior =	110,7	g
Wsup =	6,06	%
Winf =	6,23	%
Wprom =	<b>6,14</b>	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,97</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 3 (25 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6191,3	g
Masa (molde+placa base) =	4208,5	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,10	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	118,5	g
Suelo húmedo inferior =	117,9	g
Suelo seco superior =	108,5	g
Suelo seco inferior =	107,9	g
Wsup =	9,22	%
Winf =	9,27	%
Wprom =	<b>9,24</b>	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,92</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 4 (25 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6249,5	g
Masa (molde+placa base) =	4208,5	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,16	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	119,1	g
Suelo húmedo inferior =	118,3	g
Suelo seco superior =	106,5	g
Suelo seco inferior =	105,1	g
Wsup =	11,83	%
Winf =	12,56	%
Wprom =	<b>12,20</b>	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,93</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

**Ensayos 22 golpes/capa – Energía = 2.373 KN-m/m<sup>3</sup> (Conjunto de ensayos 1)**

<b>Punto de compactación 1 (22 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6088,7	g
Masa (molde+placa base) =	4208,5	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	1,99	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	117,6	g
Suelo húmedo inferior =	113,4	g
Suelo seco superior =	114,1	g
Suelo seco inferior =	109,8	g
Wsup =	3,07	%
Winf =	3,28	%
Wprom =	3,17	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,93</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 2 (22 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6151,3	g
Masa (molde+placa base) =	4208,5	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,06	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	118,6	g
Suelo húmedo inferior =	114,2	g
Suelo seco superior =	110,2	g
Suelo seco inferior =	109,1	g
Wsup =	7,62	%
Winf =	4,67	%
Wprom =	6,15	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,94</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 3 (22 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6201,0	g
Masa (molde+placa base) =	4208,5	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,11	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	117,5	g
Suelo húmedo inferior =	119,3	g
Suelo seco superior =	107,7	g
Suelo seco inferior =	109,5	g
Wsup =	9,10	%
Winf =	8,95	%
Wprom =	9,02	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,94</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 4 (22 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6244,1	g
Masa (molde+placa base) =	4208,5	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,16	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	116,4	g
Suelo húmedo inferior =	115,3	g
Suelo seco superior =	104,9	g
Suelo seco inferior =	102,1	g
Wsup =	10,96	%
Winf =	12,93	%
Wprom =	11,95	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,93</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

**Ensayos 22 golpes/capa – Energía = 2.373 KN-m/m<sup>3</sup> (Conjunto de ensayos 2)**

<b>Punto de compactación 1 (22 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6079,1	g
Masa (molde+placa base) =	4208,5	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	1,98	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	119,3	g
Suelo húmedo inferior =	118	g
Suelo seco superior =	115,8	g
Suelo seco inferior =	114,4	g
Wsup =	3,02	%
Winf =	3,15	%
Wprom =	3,08	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,92</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 2 (22 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6147,0	g
Masa (molde+placa base) =	4208,5	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,05	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	118,7	g
Suelo húmedo inferior =	119,1	g
Suelo seco superior =	111,5	g
Suelo seco inferior =	112,8	g
Wsup =	6,46	%
Winf =	5,59	%
Wprom =	6,02	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,94</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 3 (22 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6192,6	g
Masa (molde+placa base) =	4208,5	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,10	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	115,9	g
Suelo húmedo inferior =	116,7	g
Suelo seco superior =	106,1	g
Suelo seco inferior =	106,9	g
Wsup =	9,24	%
Winf =	9,17	%
Wprom =	9,20	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,92</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 4 (22 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6229,0	g
Masa (molde+placa base) =	4208,5	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,14	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	118	g
Suelo húmedo inferior =	117,5	g
Suelo seco superior =	106,1	g
Suelo seco inferior =	104,3	g
Wsup =	11,22	%
Winf =	12,66	%
Wprom =	11,94	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,91</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 4 (22 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6229,0	g
Masa (molde+placa base) =	4208,5	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,14	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	118	g
Suelo húmedo inferior =	117,5	g
Suelo seco superior =	106,1	g
Suelo seco inferior =	104,3	g
Wsup =	11,22	%
Winf =	12,66	%
Wprom =	11,94	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,91</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

**Ensayos 23 golpes/capa – Energía: 2.480 KN-m/m<sup>3</sup> (Conjunto de ensayos 1)**

<b>Punto de compactación 1 (23 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6123	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,03	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	119,1	g
Suelo húmedo inferior =	112,4	g
Suelo seco superior =	115,2	g
Suelo seco inferior =	109,1	g
Wsup =	3,39	%
Winf =	3,02	%
Wprom =	3,21	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,96</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 2 (23 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6223,8	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,13	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	36,3	g
Suelo húmedo inferior =	38,3	g
Suelo seco superior =	34,3	g
Suelo seco inferior =	36,1	g
Wsup =	5,83	%
Winf =	6,09	%
Wprom =	5,96	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>2,01</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 3 (23 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6255,8	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,17	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	41	g
Suelo húmedo inferior =	40,7	g
Suelo seco superior =	37,6	g
Suelo seco inferior =	37,3	g
Wsup =	9,04	%
Winf =	9,12	%
Wprom =	9,08	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,99</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 4 (23 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6306,0	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,22	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	41,1	g
Suelo húmedo inferior =	35,6	g
Suelo seco superior =	36,6	g
Suelo seco inferior =	31,8	g
Wsup =	12,30	%
Winf =	11,95	%
Wprom =	12,12	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,98</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

**Ensayos 23 golpes/capa – Energía: 2.480 KN-m/m<sup>3</sup> (Conjunto de ensayos 2)**

<b>Punto de compactación 1 (23 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6118,6	g
Masa (molde+placa base) =	4208,5	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,02	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	119,3	g
Suelo húmedo inferior =	117,2	g
Suelo seco superior =	115,6	g
Suelo seco inferior =	114,1	g
Wsup =	3,20	%
Winf =	2,72	%
Wprom =	2,96	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,97</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 2 (23 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6118,6	g
Masa (molde+placa base) =	4208,5	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,02	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	119,3	g
Suelo húmedo inferior =	117,2	g
Suelo seco superior =	115,6	g
Suelo seco inferior =	114,1	g
Wsup =	3,20	%
Winf =	2,72	%
Wprom =	2,96	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,97</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 3 (23 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6265	g
Masa (molde+placa base) =	4208,5	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,18	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	117,2	g
Suelo húmedo inferior =	116,9	g
Suelo seco superior =	108,1	g
Suelo seco inferior =	106,9	g
Wsup =	8,42	%
Winf =	9,35	%
Wprom =	8,89	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>2,00</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 4 (23 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6310,2	g
Masa (molde+placa base) =	4208,5	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,23	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	119,3	g
Suelo húmedo inferior =	117,8	g
Suelo seco superior =	106,7	g
Suelo seco inferior =	105,1	g
Wsup =	11,81	%
Winf =	12,08	%
Wprom =	11,95	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,99</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

**Ensayos 24 golpes/capa – Energía: 2.588 KN-m/m<sup>3</sup> (Conjunto de ensayos 1)**

<b>Punto de compactación 1 (24 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6133,5	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,04	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	52,1	g
Suelo húmedo inferior =	49,3	g
Suelo seco superior =	50,9	g
Suelo seco inferior =	48,1	g
Wsup =	2,36	%
Winf =	2,49	%
Wprom =	2,43	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,99</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 2 (24 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6232,7	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,14	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	44,1	g
Suelo húmedo inferior =	53,9	g
Suelo seco superior =	41,6	g
Suelo seco inferior =	50,7	g
Wsup =	6,01	%
Winf =	6,31	%
Wprom =	6,16	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>2,02</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 3 (24 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6299,3	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,21	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	81,8	g
Suelo húmedo inferior =	83,1	g
Suelo seco superior =	75,4	g
Suelo seco inferior =	76,1	g
Wsup =	8,49	%
Winf =	9,20	%
Wprom =	8,84	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>2,03</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 4 (24 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6309,0	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,22	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	96	g
Suelo húmedo inferior =	109	g
Suelo seco superior =	85,3	g
Suelo seco inferior =	98	g
Wsup =	12,54	%
Winf =	11,22	%
Wprom =	11,88	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,99</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

**Ensayos 24 golpes/capa – Energía: 2.588 KN-m/m<sup>3</sup> (Conjunto de ensayos 2)**

<b>Punto de compactación 1 (24 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6129,8	g
Masa (molde+placa base) =	4208,5	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,04	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	119,3	g
Suelo húmedo inferior =	118,6	g
Suelo seco superior =	115,8	g
Suelo seco inferior =	114,7	g
Wsup =	3,02	%
Winf =	3,40	%
Wprom =	3,21	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,97</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 2 (24 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6241,0	g
Masa (molde+placa base) =	4208,5	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,15	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	118,7	g
Suelo húmedo inferior =	118,2	g
Suelo seco superior =	111,2	g
Suelo seco inferior =	112,1	g
Wsup =	6,74	%
Winf =	5,44	%
Wprom =	6,09	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>2,03</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 3 (24 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6310,2	g
Masa (molde+placa base) =	4208,5	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,23	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	117	g
Suelo húmedo inferior =	118,7	g
Suelo seco superior =	107,9	g
Suelo seco inferior =	108,5	g
Wsup =	8,43	%
Winf =	9,40	%
Wprom =	8,92	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>2,04</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 4 (24 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6319,4	g
Masa (molde+placa base) =	4208,5	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,24	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	119,2	g
Suelo húmedo inferior =	118,8	g
Suelo seco superior =	106,7	g
Suelo seco inferior =	105,5	g
Wsup =	11,72	%
Winf =	12,61	%
Wprom =	12,16	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,99</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

**Ensayos 26 golpes/capa – Energía: 2.804 KN-m/m<sup>3</sup> (Conjunto de ensayos 1)**

<b>Punto de compactación 1 (26 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6154,8	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,06	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	52,6	g
Suelo húmedo inferior =	53,9	g
Suelo seco superior =	51	g
Suelo seco inferior =	52,3	g
Wsup =	3,14	%
Winf =	3,06	%
Wprom =	3,10	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>2,00</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 2 (26 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6243,5	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,15	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	45,3	g
Suelo húmedo inferior =	50,4	g
Suelo seco superior =	43,4	g
Suelo seco inferior =	47,5	g
Wsup =	4,38	%
Winf =	6,11	%
Wprom =	5,24	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>2,05</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 3 (26 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6338,4	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,25	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	291,6	g
Suelo húmedo inferior =	178,4	g
Suelo seco superior =	262,9	g
Suelo seco inferior =	162,1	g
Wsup =	10,92	%
Winf =	10,06	%
Wprom =	10,49	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>2,04</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 4 (26 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6277	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,19	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	46,6	g
Suelo húmedo inferior =	42,7	g
Suelo seco superior =	41,5	g
Suelo seco inferior =	38,2	g
Wsup =	12,29	%
Winf =	11,78	%
Wprom =	12,03	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,95</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

**Ensayos 26 golpes/capa – Energía: 2.804 KN-m/m<sup>3</sup> (Conjunto de ensayos 2)**

<b>Punto de compactación 1 (26 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6107,8	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,01	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	110,2	g
Suelo húmedo inferior =	110,9	g
Suelo seco superior =	107,1	g
Suelo seco inferior =	110,2	g
Wsup =	2,89	%
Winf =	0,64	%
Wprom =	1,76	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,97</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 2 (26 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6187,9	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,09	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	89,8	g
Suelo húmedo inferior =	113,5	g
Suelo seco superior =	84,9	g
Suelo seco inferior =	107,2	g
Wsup =	5,77	%
Winf =	5,88	%
Wprom =	5,82	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,98</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 3 (26 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6314	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,23	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	43,02	g
Suelo húmedo inferior =	44,46	g
Suelo seco superior =	39,28	g
Suelo seco inferior =	40,93	g
Wsup =	9,52	%
Winf =	8,62	%
Wprom =	9,07	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>2,04</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 4 (26 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6250,5	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,16	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	43,3	g
Suelo húmedo inferior =	46,7	g
Suelo seco superior =	38,6	g
Suelo seco inferior =	41,9	g
Wsup =	12,18	%
Winf =	11,46	%
Wprom =	11,82	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,93</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

**Ensayos 27 golpes/capa – Energía: 2.912 KN-m/m<sup>3</sup> (Conjunto de ensayos 1)**

<b>Punto de compactación 1 (27 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6153,5	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,06	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	98,9	g
Suelo húmedo inferior =	92,4	g
Suelo seco superior =	95,5	g
Suelo seco inferior =	89,8	g
Wsup =	3,56	%
Winf =	2,90	%
Wprom =	<b>3,23</b>	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,99</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 2 (27 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6193,5	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,10	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	89,6	g
Suelo húmedo inferior =	97	g
Suelo seco superior =	84,4	g
Suelo seco inferior =	91	g
Wsup =	6,16	%
Winf =	6,59	%
Wprom =	6,38	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,97</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 3 (27 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6275,6	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,19	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	47,1	g
Suelo húmedo inferior =	43,2	g
Suelo seco superior =	43,1	g
Suelo seco inferior =	39,6	g
Wsup =	9,28	%
Winf =	9,09	%
Wprom =	9,19	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>2,00</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 4 (27 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6278,8	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,19	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	84,9	g
Suelo húmedo inferior =	108	g
Suelo seco superior =	76,3	g
Suelo seco inferior =	97	g
Wsup =	11,27	%
Winf =	11,34	%
Wprom =	11,31	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,97</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

**Ensayos 27 golpes/capa – Energía: 2.912 KN-m/m<sup>3</sup> (Conjunto de ensayos 2)**

<b>Punto de compactación 1 (27 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6113,3	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,016	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	108,43	g
Suelo húmedo inferior =	93,03	g
Suelo seco superior =	104,7	g
Suelo seco inferior =	90,1	g
Wsup =	3,56	%
Winf =	3,25	%
Wprom =	3,41	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,95</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 2 (27 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6196,9	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,10	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	84,58	g
Suelo húmedo inferior =	98,22	g
Suelo seco superior =	79,9	g
Suelo seco inferior =	92,9	g
Wsup =	5,86	%
Winf =	5,73	%
Wprom =	5,79	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,99</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 3 (27 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6285,9	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,20	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	44,2	g
Suelo húmedo inferior =	43,69	g
Suelo seco superior =	40,3	g
Suelo seco inferior =	39,7	g
Wsup =	9,68	%
Winf =	10,05	%
Wprom =	9,86	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>2,001</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 4 (27 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6273,2	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,18	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	43,71	g
Suelo húmedo inferior =	43	g
Suelo seco superior =	38,7	g
Suelo seco inferior =	38,4	g
Wsup =	12,95	%
Winf =	11,98	%
Wprom =	12,46	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,94</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

**Ensayos 28 golpes/capa – Energía: 3.020 KN-m/m<sup>3</sup> (Conjunto de ensayos 1)**

<b>Punto de compactación 1 (28 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6116,0	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,02	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	119,9	g
Suelo húmedo inferior =	121,1	g
Suelo seco superior =	116,6	g
Suelo seco inferior =	117,6	g
Wsup =	2,83	%
Winf =	2,98	%
Wprom =	2,90	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,96</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 2 (28 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6221,8	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,13	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	121,1	g
Suelo húmedo inferior =	111,2	g
Suelo seco superior =	114,2	g
Suelo seco inferior =	104,6	g
Wsup =	6,04	%
Winf =	6,31	%
Wprom =	6,18	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>2,01</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 3 (28 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6283,8	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,20	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	117,9	g
Suelo húmedo inferior =	107,8	g
Suelo seco superior =	107,9	g
Suelo seco inferior =	98,6	g
Wsup =	9,27	%
Winf =	9,33	%
Wprom =	9,30	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>2,01</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 4 (28 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6255,4	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,17	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	44,7	g
Suelo húmedo inferior =	45,3	g
Suelo seco superior =	40,5	g
Suelo seco inferior =	39,8	g
Wsup =	10,37	%
Winf =	13,82	%
Wprom =	12,09	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,93</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

**Ensayos 28 golpes/capa – Energía: 3.020 KN-m/m<sup>3</sup> (Conjunto de ensayos 2)**

<b>Punto de compactación 1 (28 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6149	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,05	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	49,5	g
Suelo húmedo inferior =	50,1	g
Suelo seco superior =	47,7	g
Suelo seco inferior =	48,5	g
Wsup =	3,77	%
Winf =	3,30	%
Wprom =	3,54	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,98</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 2 (28 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6240,7	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,15	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	44,3	g
Suelo húmedo inferior =	46,4	g
Suelo seco superior =	41,8	g
Suelo seco inferior =	43,5	g
Wsup =	5,98	%
Winf =	6,67	%
Wprom =	6,32	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>2,02</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 3 (28 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6315,6	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,23	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	125,3	g
Suelo húmedo inferior =	116,8	g
Suelo seco superior =	114,5	g
Suelo seco inferior =	106,9	g
Wsup =	9,43	%
Winf =	9,26	%
Wprom =	9,35	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>2,04</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).

<b>Punto de compactación 4 (28 golpes/capa)</b>		
Masa (Molde + placa base + suelo húmedo) =	6291,8	g
Masa (molde+placa base) =	4210,6	g
Volumen del molde =	944	cm <sup>3</sup>
Densidad húmeda, $\rho_h$ =	2,20	g/cm <sup>3</sup>
Suelo húmedo superior =	45,2	g
Suelo húmedo inferior =	46,9	g
Suelo seco superior =	39,9	g
Suelo seco inferior =	41,7	g
Wsup =	13,28	%
Winf =	12,47	%
Wprom =	12,88	%
Densidad seca, $\rho_d$ =	<b>1,95</b>	g/cm <sup>3</sup>

**Fuente:** Díaz Juan y Lamas Johan, (2015).