

**TRABAJO ESPECIAL DE GRADO**

**“EVALUACION DE LAS ALTERNATIVAS GEOTÉCNICAS  
PARA EL DISEÑO DE UN TERRAPLÉN DE GRAN ALTURA  
A CONSTRUIRSE EN LA URBANIZACIÓN SALTO ÁNGEL  
UBICADA EN LOS TEQUES, ESTADO MIRANDA”**

Presentado ante la Ilustre  
Universidad Central de  
Venezuela para optar al Título  
de Ingeniero Civil

Por los Brs. Díaz Rodríguez, Wilmer José y  
Plata Millán, Daniel Enrique

Caracas, Junio 2004

**TRABAJO ESPECIAL DE GRADO**

**“EVALUACION DE LAS ALTERNATIVAS GEOTÉCNICAS  
PARA EL DISEÑO DE UN TERRAPLÉN DE GRAN ALTURA  
A CONSTRUIRSE EN LA URBANIZACIÓN SALTO ÁNGEL  
UBICADA EN LOS TEQUES, ESTADO MIRANDA”**

TUTOR ACADÉMICO: Prof. Felipe Pérez

COTUTOR ACADÉMICO: Prof. Wagdi Naime

Presentado ante la Ilustre  
Universidad Central de  
Venezuela para optar al Título  
de Ingeniero Civil

Por los Brs. Díaz Rodríguez, Wilmer José y  
Plata Millán, Daniel Enrique

Caracas, Junio 2004

## ACTA

El día \_\_\_\_\_ se reunió el Jurado formado por los profesores.

\_\_\_\_\_, \_\_\_\_\_, \_\_\_\_\_  
Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: "Evaluación de las alternativas geotécnicas para el diseño de un Terraplén de gran altura a construirse en la Urbanización Salto Ángel ubicada en Los Teques, Estado Miranda".

Presentado ante la ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al título de Ingeniero Civil.

Una vez oída la defensa oral que el (los) bachilleres hicieron de su Trabajo Especial, este Jurado decidió las siguientes calificaciones:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Número	Letras

RECOMENDACIONES (Si las hubiera):

\_\_\_\_\_  
FIRMAS DEL JURADO

\_\_\_\_\_  
Caracas, \_\_\_\_ de \_\_\_\_\_ de 2004

**DÍAZ R. WILMER J.  
PLATA M. DANIEL E.**

**“EVALUACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS GEOTÉCNICAS PARA EL  
DISEÑO DE UN TERRAPLÉN DE GRAN ALTURA A CONSTRUIRSE  
EN LA URBANIZACIÓN SALTO ÁNGEL UBICADA EN LOS TEQUES,  
ESTADO MIRANDA”**

**Tutor Académico: Prof. Felipe Pérez  
Cotutor Académico: Prof. Wagdi Naime  
Trabajo Especial de Grado. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería.  
Escuela de Ingeniería Civil 2004.**

Palabras Claves: Compactación, Taludes, Estabilización, Geotecnia.

**RESUMEN.**

En este Trabajo Especial de Grado se presenta la evaluación de las alternativas geotécnicas para el diseño de un Terraplén de gran altura a construirse en la Urbanización Salto Ángel en Los Teques, Estado Miranda.

Para la determinación de la alternativa óptima se siguió un organigrama de trabajo: En primer lugar se realizó la visita al sitio para la obtención de muestras, seguidamente se ejecutaron ensayos de laboratorio para la determinación de los parámetros geotécnicos de diseño, luego se realizaron análisis de sensibilidad del Factor de Seguridad seguido del planteamiento de alternativas, posteriormente se hizo el análisis de estabilidad y el análisis económico a nivel conceptual para cada alternativa y, por último, se seleccionó la alternativa óptima.

Como resultado, se presenta la alternativa geotécnica óptima, desde el punto de vista económico y de seguridad, ya que el Terraplén es estable bajo las condiciones sísmicas y bajo la acción del nivel freático.

Esta solución contribuye a la comunidad y sirve como base referencial para la investigación y desarrollo de otros proyectos que requieran hacer la evaluación geotécnica de los materiales y alternativas a emplear en la construcción de cualquier terraplén de gran altura.

## AGRADECIMIENTOS

A Dios por ser, estar, cuidar y entender como padre, hermano y amigo.

A mi Papá. Gracias por despertarme día a día, eres el Papá de los helados!

A Daniel Plata por ser excelente compañero de estudios y Tesis, amigo incondicional... thank's a lot my friend!

Al profesor Felipe Pérez, por brindarnos su tiempo, su confianza, su respuesta, su calma y, sobre todas las cosas, por ser excelente persona.

Al profesor Wadgi Naime, por aceptar ser cotutor en nuestra Tesis.

Al Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (I.M.M.E.) y a todo su personal, por su ayuda y colaboración.

Al Profesor Duilio Marcial, al Ingeniero Leonel Rodríguez, al Profesor Rubén Benarroch y al Profesor Nelson Rodríguez, por su ayuda y colaboración, desinteresada y oportuna, gracias por dedicarnos parte de su valioso tiempo y compartir con nosotros sus conocimientos.

Al Profesor José Manuel Velásquez por ser un icono en mi formación como profesional y como persona, realmente usted es un ejemplo a seguir.

A la Flia. Collazos Plata: Sra. Isabel, José, Patricia, Anabel, Othelo, Jeremy y Sra. María... La sonrisa de sus caras y la bienvenida a su hogar no tiene precio.

A mi tía Yubi, por tu fortaleza y ayuda, te agradezco por estar siempre en las malas y celebrar conmigo en las buenas.

Al Ingeniero Sergio Rodríguez, al Ingeniero César Peñuela, a la T.S.U. Mónica González, al Profesor Abraham Salcedo, al Profesor Francisco Gruber y al Profesor Carlos Osío por su colaboración en este Trabajo Especial de Grado. A Amaury Palacios y José Jesús Pérez por su gran aporte en la realización de este Trabajo Especial de Grado, por compartir sus conocimientos y experiencias laborales.

A los Ingenieros Francisco Díaz, Edward Sandoval, Daniel Méndez, Sorelys Cabrera, Luendy Ferreira, Julio Dubois, Darling Fernández, Carmen Yegres, Alvaro Hernández, Gabriela Rondón, Alexis Ritter.

Amigos: Goddamn Boy, Pink, Midiabla, Sapa Azul, Guaco, Chile, El Pollino, Birbe, Danira, Anita Guerra, Dani, Sapifer, Filipao, Néstor, Sra. Omaira Luis, Sra. María Sandoval, Sra. Laura, Sra. Dorys, Sra. Coromoto, Flia. Palma.

Compañeros: Rafael Mundaray, Seisler, Roger, Feliciano, Gocho, Maryu, Guillermo, Franco, Steven, Gyuri, Maru, Debbie, Tulio, Haideliz, y al "team maldad" Manuel, Francisco y Dennis.

A aquellos que saben que estuvieron y estarán, pero por mi estrés los olvidé.....Gracias.

Wilmer J. Díaz R.

## **AGRADECIMIENTOS**

A Dios por estar presente en todo momento.

A mis padres, Irma e Ignacio, por todo su amor, confianza, comprensión, dedicación y sacrificio.

A mi Tía Isabel por brindarme amor, ayuda incondicional, estímulo y confianza. Muchas Gracias.

A mis hermanos: Maryu C, Maria F y Juan C, por su ayuda y apoyo para esta meta que hoy en día se hace realidad

A mis Primos José, Anabell y Patricia, por brindarme su afecto, comprensión y ayuda durante toda mi vida Universitaria. Gracias por su ayuda en todo momento.

A mis tíos: Hidel, Edgar, Corina, Maruja, Fina y a mi abuela Ana por su ayuda y preocupación, y por animarme en los momentos más difíciles.

A mi amigo y compañero de tesis Wilmer "El Memo" por el apoyo y ayuda durante el tiempo que nos conocemos y por lograr mantener un buen ritmo en la realización de este proyecto.

A mis compañeros y grandes amigos: Lisandro "El Pollo", Migdalia, Daniel Méndez, Luendy, Suni, Michael, Gustavo "el Niño", Danira, Melissa, José Daniel, Luis Subero "El Pink", Sorelis, Wilmer C, Alexander, Álvaro, Alexis, Steven. Por todo su apoyo incondicional, estímulo y aporte. Se que puedo contar con ustedes.

A mis buenos amigos Wendy, Mariana, Jean, José A, Franklin, Alex, Gustavo, Ángel, Diego, Federick, Adrián; que me acompañaron durante toda mi carrera.

A los Prof Felipe Pérez por su valiosa orientación, apoyo y dedicación durante este proyecto, y por habernos brindando su confianza y amistad.

Al Prof Wagdi Naime por haber aceptado ser cotutor en este Proyecto.

Al Prof. Rubén Benarroch por brindarnos su ayuda, dedicación y por estar siempre dispuesto a colaborar en este proyecto.

A José Jesús Pérez , a la T.S.U. Mónica González, al Profesor Abraham Salcedo por su gran aporte en la realización de este Trabajo de grado.

Al Instituto de Modelos de Materiales Estructurales (IMME), en especial al ing. Duilio Marcial Y el ing. Leonel Rodríguez por su ayuda, aporte y orientación en la realización de este proyecto.

A Carmen Yegres y por su amistad, apoyo y aporte.

A Carlos Zapata por su aporte en la realización de este Proyecto.

A las personas que tuve el placer de conocer durante mi carrera:

Sra. Maria, Darling, Joaquín, Amaury, Roberto, Nando, Eduardo "indio", Roger, Mariana, Orazio, Genaro, Andrés J, Gastón, David, Edys, Jeremy, Stefania, Silveria, Ismary, Carolina M, Julio D, Héctor, Sikiu, Giovanni, Carolina P, Eduardo.

Al Prof Francisco Gruber y Prof Carlos Osío por su aporte en este proyecto.

A mis amigos: Freddy, Roberto, Luis S, Daniel P, Hassir, Luis C. por apoyarme durante toda mi carrera.

A mis grandes amigos Othelo y Jeremy por su fiel compañía.

A los Profesores José de Jesús Gaspart y Olegario Alcalá por su preocupación y darme animo oportunamente.

A todos los que colaboraron directa e indirectamente para la realización de este trabajo de grado.

A todos Muchas Gracias...

Daniel. E. Plata. M.

## DEDICATORIA

*Jocelyn...* Gracias por tu confianza, por tu risa, por tu dulzura, por tu inocencia, por ser luz en la puerta de mi hogar. Este trabajo te lo dedico como un ejemplo digno para tu futuro.

**Ucucu** ... En resumidas palabras... Eres y serás mis ojos, el motor de mi corazón... Lágrimas de alegría y gozo salen de ellos al ver que eres una mujer capaz e íntegra, que eres la mujer de nuestro hogar. Hermana, para ti va mi logro de ser un Pro.

*Madre...* Siempre quise materializar mis sueños a tu lado; Dios te acompaña y tú desde el cielo ves que la vida sin ti es tan distinta a la que siempre tuve planeada en mi mente... Sé que lo que venga a partir de este logro contará con tu santa bendición, un hogar, una familia, un empleo digno, alegrías y metas cumplidas. Te amaré hasta el último momento de mi vida. Te dedico lo que siempre fue tuyo **Mima!**

Wilmer J. Díaz R.

## **DEDICATORIA**

Quiero dedicar este trabajo a mis padres, Irma e Ignacio, por todo su amor, a ustedes debo mi vida, y debo quien soy; a mi tía Isabel por su amor, motivarme y siempre estar preparada a ofrecer tu ayuda en los momentos en que te he necesitado. Esta meta que he logrado en mi vida es un fruto para ustedes.

A mis Hermanos y Primos ya que mis logros son para ustedes.

A toda mi familia que siempre han estado ahí, apoyándome en todo momento.

A mis abuelas: Maruja y Tomasa, y a mi tío Arnoldo quienes seguramente estarían orgullosos de este logro que he obtenido.

A todas aquellas personas que me apoyaron a lo largo de mi carrera.

Daniel. E. Plata. M.



## INDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN	Pp. 1
CAPÍTULO I	2
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1.1. El Problema.	3
1.2. Justificación.	4
1.3. Objetivos.	5
1.3.1. Objetivo General.	5
1.3.2. Objetivos Específicos.	5
CAPÍTULO II	6
MARCO TEÓRICO	7
2.1. Antecedentes relacionados con la investigación.	7
2.1.1. Geología Regional. Formación Las Mercedes.	7
2.1.2. Geología Local.	7
2.2. Taludes.	8
2.2.1. Elementos que conforman un talud.	8
2.2.2. Etapas de los movimientos por fallas en los taludes.	10
2.2.3. Tipos de Falla desde el punto vista funcional.	11
2.2.3.1. Colapsos y Caídas.	13
2.2.3.1.1. Desprendimientos.	13
2.2.3.1.2. Desplomes.	14
2.2.3.1.3. Roturas por pandeo.	14
2.2.3.2. Deslizamientos.	15
2.2.3.2.1. Deslizamientos como falla propia de un terraplén.	15
2.2.3.2.1.1. Deslizamientos rotacionales.	17
2.2.3.2.1.2. Deslizamientos traslacionales planos.	19
2.2.3.2.1.3. Deslizamientos diédricos.	21
2.2.3.2.1.4. Deslizamientos complejos.	21
2.2.3.3. Vuelcos.	22
2.2.3.3.1. Vuelcos por Flexión.	22
2.2.3.3.2. Vuelco de Bloques.	23
2.2.3.3.3. Extensiones Laterales.	23
2.2.3.4. Reptaciones.	24
2.2.3.5. Flujos y Avalanchas.	25
2.2.3.5.1. Flujo de derrubios.	25
2.2.3.5.2. Flujo de suelos.	26
2.2.3.5.3. Licuefacciones.	26
2.2.3.5.4. Avalanchas.	26
2.2.4. El efecto de la erosión en los taludes.	27
2.2.4.1. Tipos de erosión que afectan a los taludes.	27
2.2.4.1.1. Erosión laminar.	27
2.2.4.1.2. Erosión en surcos.	27
2.2.4.1.3. Erosión en cárcavas.	28
2.2.4.1.4. Erosión interna.	28
2.2.4.1.5. Erosión por afloramiento de agua.	28
2.3. Compactación.	28

2.3.1. Ensayos de Compactación Proctor.	33
2.3.2. Variables que afectan el proceso de Compactación de los Suelos.	39
2.4. Resistencia al Esfuerzo Cortante.	41
2.4.1. Cohesión aparente y verdadera.	46
2.4.1.1. Cohesión aparente.	47
2.4.1.2. Cohesión verdadera.	47
2.4.2. Criterios de falla.	48
2.4.3. Teoría de Coulomb (1776).	49
2.4.4. Teoría de Mohr (1900).	49
2.4.5. Esfuerzos en el suelo.	50
2.4.6. Esfuerzos Principales y Círculo de Mohr.	51
2.4.7. Concepto de falla Mohr – Coulomb.	52
2.4.8. Determinación del esfuerzo cortante en el laboratorio.	56
2.4.9. Ventajas entre el ensayo de corte directo y la compresión triaxial.	59
2.4.10. Tipos de ensayo de corte.	62
2.5. Análisis del Factor de Seguridad en Taludes, considerando Falla Planar.	64
CAPÍTULO III	69
MARCO METODOLÓGICO	70
3.1. Revisión del Anteproyecto del urbanismo y de la información del sitio.	70
3.2. Revisión bibliográfica de la temática.	71
3.3. Programación de las actividades.	71
3.4. Ejecución sistemática del programa de actividades.	72
3.4.1. Visita al sitio y obtención de muestras representativas.	73
3.4.2. Ensayos de Laboratorio.	74
3.4.2.1. Identificación, caracterización y clasificación de los Suelos.	74
3.4.2.1.1. Identificación de los Suelos (Procedimiento Visual – Manual).	74
3.4.2.1.2. Contenido de Humedad.	75
3.4.2.1.3. Peso Específico o Gravedad Específica.	75
3.4.2.1.4. Granulometría.	77
3.4.2.1.5. Límites de Consistencia o de Atterberg.	79
3.4.2.1.6. Clasificación de suelos.	82
3.4.2.2. Compactación.	82
3.4.2.3. Resistencia al Corte ( $c$ , $\phi$ ).	88
3.4.3. Análisis de Factor de Seguridad.	91
3.4.4. Determinación del Peso Unitario Máximo Seco de Compactación y Geometría del Terraplén.	92
3.4.5. Planteamiento de Alternativas.	92
3.4.6. Análisis de Estabilidad de Alternativas.	94
3.4.7. Selección de Alternativa Óptima.	94
CAPÍTULO IV	95
PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	96
4.1. Presentación y discusión de resultados.	96

4.1.1. Identificación, caracterización y clasificación del Suelo.	96
4.1.1.1. Identificación de los Suelos (Procedimiento Visual –Manual).	96
4.1.1.2. Contenido de Humedad.	96
4.1.1.3. Peso Específico o Gravedad Específica.	97
4.1.1.4. Granulometría.	97
4.1.1.5. Límites de Consistencia o de Atterberg.	98
4.1.1.6. Clasificación de Suelos.	99
4.1.2. Compactación.	100
4.1.3. Resistencia al Corte ( $c$ , $\phi$ ).	106
4.1.4. Análisis del Factor de Seguridad.	111
4.1.5. Determinación del Peso Unitario Máximo Seco de Compactación y Geometría del Terraplén.	113
4.1.6. Planteamiento de Alternativas.	114
4.1.7. Análisis de Estabilidad de Alternativas.	116
4.1.8. Selección de Alternativa.	120
CAPÍTULO V	121
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	122
5.1. Conclusiones.	122
5.2. Recomendaciones.	123
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	125
ANEXOS	127

## ÍNDICE DE FIGURAS Y GRÁFICOS

### FIGURAS.

Descripción.	Pp.
Figura 2.1. Elementos que conforman un talud artificial.	9
Figura 2.2. Elementos que conforman un talud natural.	10
Figura 2.3. Desprendimientos.	13
Figura 2.4. Desplomes.	14
Figura 2.5. Roturas por pandeo.	15
Figura 2.6. Deslizamientos rotacionales.	18
Figura 2.7. Deslizamiento rotacional del terreno de cimentación del terraplén.	18
Figura 2.8. Deslizamientos traslacionales planos.	20
Figura 2.9. Deslizamiento traslacional total del terraplén.	20
Figura 2.10. Deslizamiento diédrico.	21
Figura 2.11. Vuelcos por Flexión.	22
Figura 2.12. Vuelco de Bloques.	23
Figura 2.13. Extensiones Laterales.	24
Figura 2.14. Reptaciones.	24
Figura 2.15. Flujo de derrubios.	25
Figura 2.16. Avalanchas.	26
Figura 2.17. Arreglo de las partículas del suelo debido al proceso de compactación.	30
Figura 2.18. Fricción entre dos superficies y definición de “ángulo de fricción”.	44
Figura 2.19. Esfuerzos actuantes sobre un elemento puntual del suelo.	52
Figura 2.20. Estado Isotrópico de Esfuerzos.	55
Figura 2.21. Incremento de los Esfuerzos Principales.	55
Figura 2.22. Tipos de ensayos de corte en suelos de acuerdo al aparato.	58
Figura 2.23. Geometría del talud mostrando las fuerzas y el plano potencial de deslizamiento (Método Bidimensional).	66
Figura 3.1. Uso de Geomallas.	92
Figura 3.2. Uso de un Muro de Retención.	93
Figura 3.3. Uso de un Terraplén de Retención.	93
Figura 4.1. Uso de Geomallas ( $\gamma_d$ , H, $H_1$ , $\beta$ , establecidos.).	115
Figura 4.2. Uso de un Muro de Retención ( $\gamma_d$ , H, $H_1$ , $\beta$ , establecidos.).	115
Figura 4.3. Uso de un Terraplén de Retención ( $\gamma_d$ , H, $H_1$ , $\beta$ , establecidos.).	116
Figura 4.4. Dimensionado con uso de Geomallas.	117
Figura 4.5. Dimensionado con uso de un Muro de Retención.	117
Figura 4.6. Dimensionado con uso de un Terraplén de Retención.	118
Figura 4.7. Dimensionado de la Separación recomendada para las tres alternativas.	119

## GRÁFICOS.

Descripción.	Pp.
Gráfico 2.1. Curvas de compactación.	36
Gráfico 2.2. Curva de saturación de un suelo.	37
Gráfico 2.3. Curva de compactación para diferentes energías de compactación con sus contenidos de humedad óptimos y peso unitario seco máximo.	38
Gráfico 2.4. Esfuerzo Normal vs. Esfuerzo Tangencial.	46
Gráfico 2.5. Tipos de rotura en suelo.	50
Gráfico 2.6. Círculo de Mohr de falla.	54
Gráfico 4.1. Familia de Curvas de Compactación.	105
Gráfico 4.2. Variación del mínimo Factor de Seguridad en función del ángulo de inclinación de la cara del talud ( $\beta$ ) con $\gamma_d = 1,77 \text{ T/m}^3$ .	113

## ÍNDICE DE FOTOS

Descripción.	Pp.
Foto 3.1. Toma de muestras representativas.	73
Foto 3.2. Colocación de muestras identificadas en el laboratorio.	73
Foto 3.3. Colocación del Picnómetro en Baño de María.	77
Foto 3.4. Succión del aire en el Picnómetro por bomba de vacío.	77
Foto 3.5. Secado del material en horno.	78
Foto 3.6. Bolsas selladas con las muestras secadas al horno.	78
Foto 3.7. Proceso de lavado.	79
Foto 3.8. Aparato de Casagrande con la muestra a ensayar.	81
Foto 3.9. Muestras secadas para el límite plástico.	81
Foto 3.10. Muestras preparadas para el ensayo de compactación Proctor.	85
Foto 3.11. Compactación en máquina automática (Ensayo Proctor Modificado).	88
Foto 3.12. Colocación de la muestra preparada en el anillo antes de la compactación.	90
Foto 3.13. Muestra cizallada después del ensayo de Corte.	90

## ÍNDICE DE TABLAS

Descripción.	Pp.
Tabla 2.1. Clasificación funcional de corrimientos.	12
Tabla 2.2. Métodos de mejoramiento de suelos.	29
Tabla 2.3. Ensayos Proctor de Compactación.	35
Tabla 2.4. Técnicas de Compactación en Obra.	39
Tabla 3.1. Algoritmo de cronograma de actividades.	72
Tabla 3.2. Orden de tamices (Ensayo de granulometría por tamizado).	78
Tabla 3.3. Especificaciones Ensayo Proctor Normal o Estándar.	83
Tabla 3.4. Especificaciones Ensayo Proctor Modificado.	83
Tabla 3.5. Especificaciones Ensayo Proctor Modificado Energía Intermedia I.	84
Tabla 3.6. Especificaciones Ensayo Proctor Modificado Energía Intermedia II.	84
Tabla 4.1. Variación del mínimo Factor de Seguridad en función del ángulo de inclinación de la cara del talud ( $\beta$ ) con $\gamma_d = 1,77 \text{ T/m}^3$ .	112
Tabla 4.2. Análisis del Factor de Seguridad para el terraplén de retención usando el Método de Falla Rotacional Circular con el Programa Slope / W (1995).	119

## LISTA DE ANEXOS

### Descripción

1. Plano de ubicación de la zona.
2. Plano de ubicación del Terraplén (Anteproyecto).
3. Guía Ensayos de Laboratorio en Mecánica de Suelos. Contenido de Humedad.
4. Planilla Ensayo Contenido de Humedad.
5. Guía Ensayos de Laboratorio en Mecánica de Suelos. Peso Específico o Gravedad Específica.
6. Planilla Ensayo Peso Específico o Gravedad Específica.
7. Guía Ensayos de Laboratorio en Mecánica de Suelos. Granulometría.
8. Planilla Ensayo Granulometría.
9. Guía Ensayos de Laboratorio en Mecánica de Suelos. Límites de Consistencia o de Atterberg.
10. Planilla Ensayo Límites de Consistencia o de Atterberg.
11. Sistema de Clasificación Unificado (S.C.U.).
12. Guía Ensayos de Laboratorio en Mecánica de Suelos. Compactación.
13. Planilla Ensayo Compactación.
14. Guía Ensayos de Laboratorio en Mecánica de Suelos. Corte Directo.
15. Data ensayo Corte Directo 1.
16. Data ensayo Corte Directo 2.
17. Data ensayo Corte Directo 3.
18. Planilla Ensayo Corte Directo.
19. Determinación del Factor de Seguridad (F.S) Para la alternativa de un Terraplén de Retención; aplicando el Método de Bishop para Falla Rotacional Circular mediante el uso del programa Slope / W (Versión 3. 1995).
  - 19.1. Determinación del Factor de Seguridad (F.S) para el Talud inferior, considerando tres condiciones en el talud: Seco, con presiones de agua ( $R_u=0,12$ ) y con la acción sísmica ( $A_o=0,15g$ ).
  - 19.2. Determinación del Factor de Seguridad (F.S) para el Talud Superior, considerando tres condiciones en el talud: Seco, con presiones de agua ( $R_u=0,12$ ) y con la acción sísmica ( $A_o=0,15g$ ).
  - 19.3. Determinación del Factor de Seguridad (F.S) para el Talud Total, considerando tres condiciones en el talud: Seco, con presiones de agua ( $R_u=0,12$ ) y con la acción sísmica ( $A_o=0,15g$ ).



## ÍNDICE DE PLANILLAS

Descripción.	Pp.
Planilla 1. Ensayo Contenido de Humedad Natural del Suelo.	96
Planilla 2. Ensayo Peso Específico.	97
Planilla 3. Ensayo Granulometría.	98
Planilla 4. Ensayo Límites de Consistencia.	99
Planilla 5. Ensayo Proctor Standard.	101
Planilla 6. Ensayo Proctor Modificado.	102
Planilla 7. Ensayo Proctor Modificado Energía Intermedia I.	103
Planilla 8. Ensayo Proctor Modificado Energía Intermedia II.	104
Planilla 9. Ensayo de Corte Directo (Proctor Modificado).	107
Planilla 10. Ensayo de Corte Directo (Proctor Standard).	108
Planilla 11. Ensayo de Corte Directo (Energía Intermedia).	109
Planilla 12. Planilla 12. Relación de $(c, \gamma_d)$ contra Peso Unitario Seco.	110

## INTRODUCCIÓN.

En Venezuela el sector vivienda siempre ha constituido un problema de estado, cuya principal causa ha sido el bajo poder adquisitivo de la mayor parte de sus habitantes. La capacidad de adquirir un inmueble hoy en día no es la misma que en aquella época de plenitud económica de la Venezuela rica por el boom petrolero. El elevado costo de la vivienda y los bajos ingresos per cápita del venezolano, forman parte de la lista de razones que han propiciado o fomentado la construcción de viviendas informales que, sin control gubernamental alguno, se siguen proliferando a lo largo y ancho del territorio nacional.

Es sabido que por la misma idiosincrasia del venezolano común, la búsqueda de soluciones a los problemas que le atañen siempre había sido relegada a otros sin asumir la responsabilidad pertinente; hecho que ha cambiado en la última década por las exigencias de un panorama de demanda por mejoras en los servicios que resulten al menor costo posible, con la finalidad de elevar la calidad de vida de los ciudadanos.

Muestra de ello es la conformación de organizaciones y asociaciones civiles, en las que sus miembros buscan resolver, por iniciativa propia, los problemas que afectan sus comunidades con la ayuda de instituciones que puedan aportar sus alternativas de manera voluntaria y mancomunada en pro de la solución de tales asuntos, en los que se requiere de un estudio técnico hecho por personal profesional.

En el presente Trabajo Especial de Grado se hace la revisión de un Anteproyecto presentado por la Asociación Civil Salto Ángel en el que se requiere la construcción de un Terraplén de gran altura; se establecen las alternativas geotécnicas aplicables para el diseño del mismo; se realizan los análisis de estabilidad para cada alternativa; seguidamente se realiza la evaluación económica a nivel conceptual de cada una de las alternativas; se evalúan las alternativas geotécnicas propuestas y, finalmente, se selecciona la alternativa óptima - a juicio propio - .

## **CAPITULO I**

### **PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

#### **1.1. El Problema.**

Desde tiempos remotos la construcción de terraplenes es un trabajo que se realiza en aquellos lugares en los que es necesario crear una superficie más alta. La construcción de taludes lleva consigo la creación de desniveles pudiendo ocasionar el deslizamiento de tierra desde los puntos altos a los bajos, de este modo el talud se construye para dar firmeza y uniformidad a estos desniveles dándoles un ángulo de pendiente que estará en relación de la altura del talud, de la pendiente original del terreno y del tipo de suelo, entre otros factores.

En los últimos años, se ha desarrollado en Latinoamérica proyectos para satisfacer las necesidades habitacionales de los centros poblados, en lugares donde por difícil acceso y requerimientos del proyecto es necesaria la elaboración de terraplenes de modo de mantener el nivel de la vía por y sobre un desnivel del terreno.

En Venezuela, tal y como se destaca en una entrevista realizada al Ingeniero Carlos García Presidente del Consejo Nacional de la Vivienda, donde señala que el déficit existente en el sector vivienda supera 1 millón 600 mil unidades habitacionales, una cifra de enormes proporciones que lo reduce al plano de los problemas (Constructor Report, Mayo 2003); cabe destacar que el Artículo 82 de su Carta Magna, consagra que: “Toda persona tiene derecho a una vivienda adecuada, segura, cómoda, higiénica, con servicios básicos esenciales que incluyan un hábitat que humanice las relaciones familiares, vecinales y comunitarias...” (p. 16).

Con lo expuesto anteriormente es preciso el aporte de alternativas más económicas y viables para aquellas personas que requieren mejorar su calidad de vida y su entorno. En tal sentido las construcciones de terraplenes para su utilización en proyecciones urbanísticas en zonas que por su ubicación geográfica representan zonas de difícil acceso, representa una solución viable.

## **1.2. Justificación.**

Este trabajo especial de grado tuvo como base la solicitud que realizara la Asociación Civil Salto Ángel ante el Profesor de la Universidad Central de Venezuela, Felipe Pérez Guzmán, Jefe del Departamento de Ingeniería Geodésica y Agrimensura de la Facultad de Ingeniería de dicha Universidad, mediante la cual esta asociación pide colaboración a nuestra institución.

Dicho de otra forma, este trabajo contribuye un aporte a la comunidad. Sin embargo, el desarrollo de nuestro Trabajo Especial de Grado es un trabajo de investigación y tecnológico que constituye una contribución a todos aquellos futuros proyectos en los que se requiera hacer la construcción de un terraplén de gran altura.

Por lo tanto, en la búsqueda de soluciones óptimas en la elaboración de terraplenes que contribuyan con el mejoramiento de la calidad de vida y desarrollo de la sociedad venezolana, esta investigación se fundamenta en definir las condiciones y alternativas para el diseño de un terraplén, con el fin de estudiar las propiedades del elemento estructural y establecer las consideraciones que permitan garantizar la rentabilidad en su construcción.

Por otro lado, la experiencia de indagar sobre las alternativas geotécnicas del terraplén en estudio permitirá a los autores del estudio, fortalecer las nociones básicas adquiridas, contribuyendo significativamente a un mejor desempeño de sus funciones en el campo profesional, además de demostrar sus competencias investigativas en un campo de tan amplias y complejas situaciones.

### **1.3. Objetivos.**

#### **1.3.1. Objetivo General.**

Evaluar las alternativas geotécnicas para el diseño de un Terraplén de gran altura, realizando los análisis de estabilidad y la evaluación económica a nivel de ingeniería conceptual para proponer la solución óptima para su construcción.

#### **1.3.2. Objetivos específicos.**

- Establecer las alternativas geotécnicas aplicables para el diseño de un Terraplén de gran altura.
- Realizar los análisis de estabilidad para cada alternativa.
- Realizar la evaluación económica a nivel conceptual de cada una de las alternativas.
- Evaluar las alternativas geotécnicas propuestas y seleccionar la solución óptima para la construcción del Terraplén.

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. Antecedentes relacionados con la investigación.**

El ingeniero Omar Márquez M. (2001) realiza un estudio geotécnico del sector La Guama, vía Lagunetica, Municipio Guaicaipuro, Estado Miranda, en el que presenta la caracterización geológica de la zona (Anexo 1.).

##### **2.1.1. Geología Regional. Formación Las Mercedes.**

La litología predominante consiste en esquistos grafitosos – calcáneos con intercalaciones de mármoles grafitosos lenticulares. En general estas rocas presentan texturas esquistosas, foliación bien definida y el tamaño de grano medio a fino; su color es gris oscuro y meteoriza a gris parduzco. Los esquistos de esta formación presentan numerosas vetas de cuarzo, calcita y ankerita recristalizadas; son muy incompetentes debido a que han sufrido intensamente los efectos del plegamiento. (Márquez M., Omar. 2001).

##### **2.1.2. Geología Local.**

**Suelo Residual:** Arena limosa marrón rojizo, de espesor variable entre uno dos (2) metros. (Márquez M., Omar. 2001).

**Esquisto:** El subsuelo del lote de terreno está constituido por rocas de origen metamórfico del tipo esquisto, cuarzo micáceo, calcáneo, condición física muy meteorizado a descompuesto a arena limosa, de color marrón claro. Este esquisto aumenta su resistencia con la profundidad y constituye el basamento rocoso de la zona. (Márquez M., Omar. 2001).

En este informe además se presentan los parámetros geotécnicos necesarios para el diseño de un terraplén, cuantificándolos y haciendo propuestas para la realización de rellenos en aquellas zonas que lo ameriten.

## **2.2. Taludes.**

Se conocen bajo el nombre genérico de Taludes a las masas de tierra que no son planas sino que poseen pendiente con respecto a la horizontal o cambios de altura significativos, ya sea en forma natural o producto de la intervención del hombre. Cuando el talud tuvo como origen un proceso natural (sin la intervención humana) se define como ladera y, cuando los taludes son hechos por el hombre (se conformó artificialmente) se dividen en taludes de corte, taludes artificiales o **terraplenes**.

### **2.2.1. Elementos que conforman un talud.**

En los taludes artificiales o laderas naturales se definen los siguientes elementos que lo conforman (Figura 2.1. y Figura 2.2.) (Suárez Díaz, Jaime. 1998.):

- 1.- *Altura*: Es la distancia vertical entre el pie y la cabeza, la cual se presenta claramente definida en taludes artificiales pero es complicada de cuantificar en las laderas debido a que el pie y la cabeza no son accidentes topográficos bien marcados.
- 2.- *Pie*: Corresponde al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte inferior.
- 3.- *Cabeza o escarpe*: Se refiere al sitio de cambio de pendiente de cambio brusco en la parte superior.

4.- *Altura del nivel freático*: Distancia vertical medida desde el pie de talud o ladera hasta el nivel de agua medida debajo de la cabeza.

5.- *Pendiente*: Es la medida de la inclinación del talud o ladera. Puede medirse en grados, porcentaje, relación  $m / 1$ , donde  $m$  es la distancia horizontal que corresponde a una distancia vertical.

6.- *Cimiento*: Es la topografía existente que conforma el área natural o artificial de ubicación del Terraplén.

7.- *Cuerpo*: Es la masa de suelo y / o roca que conforma el talud.

8.- *Coronación*: Capa de suelo de 0,15 a 0,50 metros con suelos de buena a excelente calidad.

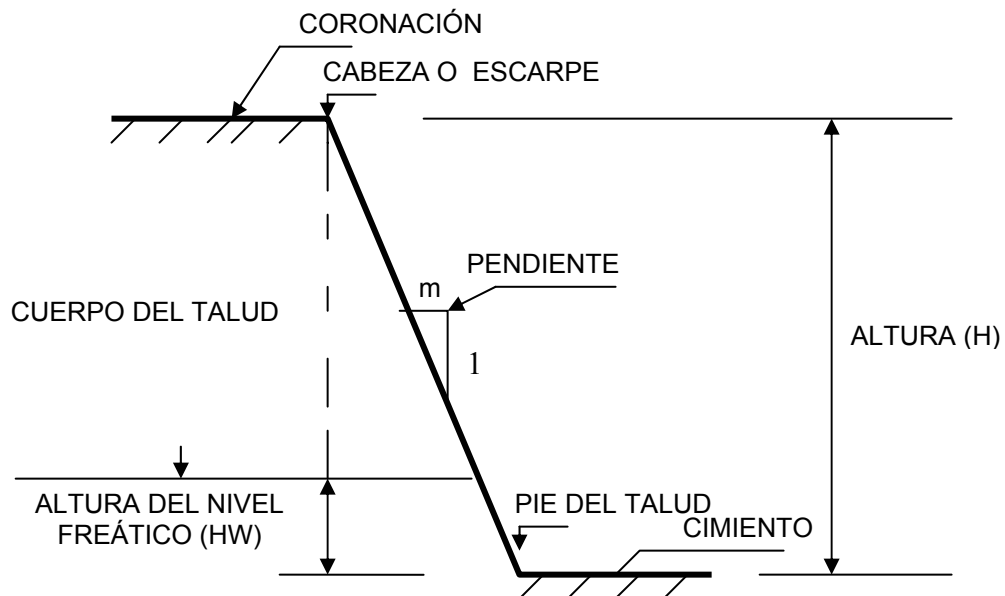


Figura 2.1. Elementos que conforman un talud artificial. Fuente: Suárez Díaz, Jaime (1998).



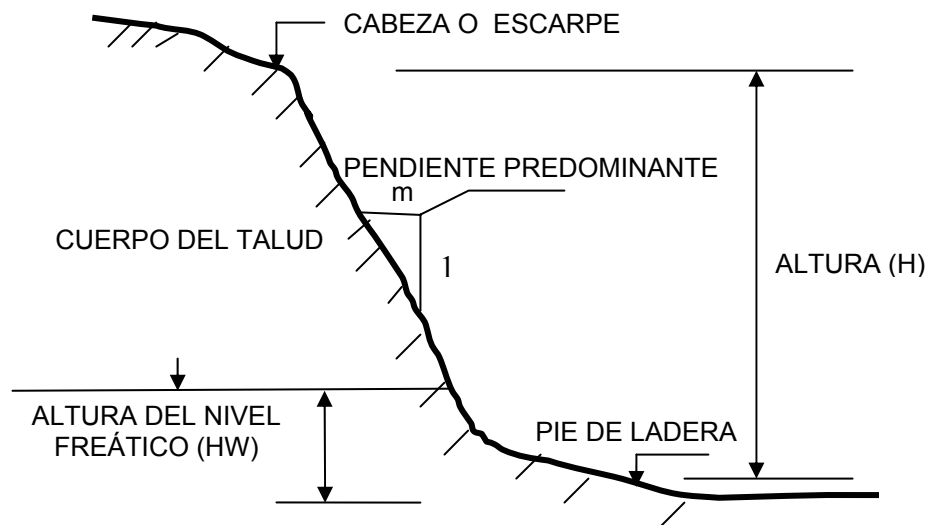


Figura 2.2. Elementos que conforman un talud natural. Fuente: Suárez Díaz, Jaime (1998).

### 2.2.2. Etapas de los movimientos por fallas en los taludes.

Las laderas cuyo estado ha permanecido estable durante largos períodos de tiempo pueden experimentar fallas en forma repentina debido a cambios en la topografía, movimientos sísmicos, flujos de agua subterráneos, variaciones en la capacidad de resistencia del suelo, procesos de meteorización o por factores antrópicos y / o naturales que modifiquen su estado natural de plena estabilidad.

Es importante destacar que al ocurrir las fallas, se producen movimientos en la masa de suelo que conforma el talud. Dichos movimientos se producen en diferentes etapas. Para Jaime Suárez Díaz (1998), estas etapas son cuatro, las cuales ocurren secuencialmente:

- 1) Etapa de deterioro o antes de la falla donde el suelo es esencialmente intacto.

Cuando se requiere el corte modificación de un talud natural, para la ejecución de una obra de vialidad o una estructura, este queda sometido o expuesto de manera tal que es susceptible al deterioro.

En esta etapa, se alteran los materiales que conforman el talud, tanto física como químicamente, lo que conlleva al desprendimiento del material o si se requiere la remoción del mismo. Este deterioro se caracteriza por el inicio y propagación de fracturas que producen la destrucción de la superficie, ocasionando caídas de roca (talud natural). Estos daños al talud, generan problemas de estabilidad, que deben ser atacados aplicando los métodos correctivos según el caso o realizando mantenimiento en forma preventiva. Según Jaime Suárez Díaz (1998), “al deterioro, sin embargo, se le da muy poca atención en el momento del diseño y el énfasis se dirige a evitar las fallas profundas, mas que a evitar los fenómenos anteriores a la falla”.

- 2) Etapa de falla caracterizada por la formación de una superficie de falla o el movimiento e una masa importante de material.
- 3) La etapa post-falla que incluye los movimientos de la masa involucrada en un deslizamiento desde el momento de la falla y hasta el preciso instante en el cual se detiene totalmente.
- 4) La etapa de posible reactivación en la cual pueden ocurrir movimientos que pueden considerarse como una nueva falla, e incluye las tres etapas anteriores.

### **2.2.3. Tipos de Falla desde el punto vista funcional.**

Según un material de apoyo publicado por Wadgi Naime (2001) para el Curso de Estabilidad de Taludes y Laderas, se cita a Romana (1990), quien hace una

descripción simplificada de la “Clasificación Funcional de Corrimientos”, de acuerdo con la siguiente tabla:

Clase	Subclase	Mecanismo principal de rotura	Velocidad de rotura
COLAPSOS Y CAÍDAS	Desprendimientos Desplomes Roturas por pandeo	<u>Caída</u> por gravedad de bloques individualizados por roturas frágiles.	Extremadamente rápida
DESLIZAMIENTOS	Rotacionales Traslacional planos Diédricos Complejos	<u>Separación</u> por una superficie de rotura donde se excede la resistencia a esfuerzo cortante	De muy lenta a muy rápida con posible colapso final
VUELCOS	Vuelcos en roca Vuelcos en suelo Extensiones laterales	<u>Desorganización</u> de estratos con roturas por flexión o por extrusión	En general lenta
REPTACIONES		<u>Deformación por fluencia</u> de capas superficiales de laderas	Muy lenta
FLUJOS Y AVALANCHAS	Flujo de derrubios Flujo de suelos Licuefacciones Avalanchas	<u>Desplazamiento rápido</u> de materiales que han perdido su cohesión	De rápida a muy rápida

Tabla 2.1. Clasificación Funcional de Corrimientos. Fuente: Romana (1990).

### 2.2.3.1. Colapsos y Caídas.

Incluyen las roturas del material de laderas naturales y los taludes de relleno o corte, en forma extremadamente rápida y brusca, en fragmentos o bloques por la acción de la gravedad.

#### 2.2.3.1.1. Desprendimientos.

Son roturas de bloques de roca que se desprenden con caída libre inicialmente, debido a planos de fallas y grietas generadas por el efecto de tracción en taludes naturales (Figura 2.3.). De acuerdo con Romana (1990) esta falla normalmente está asociada a procesos erosivos con escorrentía superficial en el talud.



Figura 2.3. Desprendimientos. Fuente: Hoek, E. and J.W. Bray (1974).

### 2.2.3.1.2. Desplomes.

Son caídas de columnas de roca o suelo que experimentan un movimiento de giro producto de la socavación de la parte externa de su base de apoyo, la cual se deshace describiendo su giro alrededor de la arista inferior y este se combina con un movimiento vertical de colapso (Figura 2.4.).

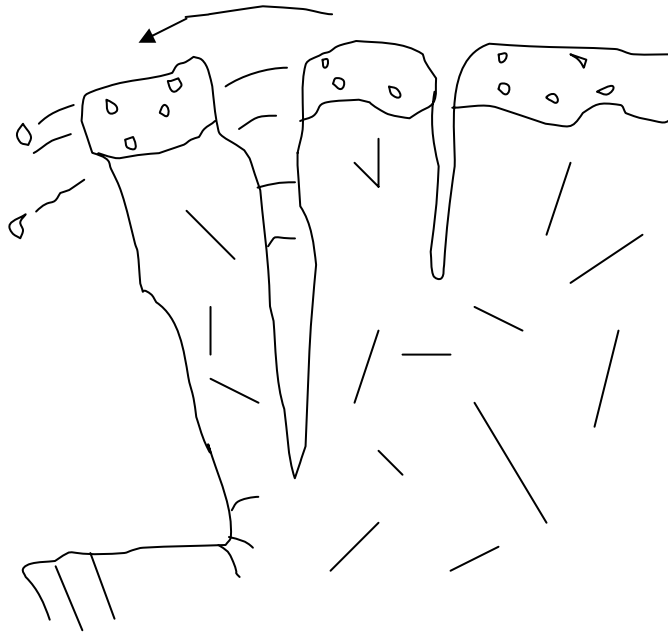


Figura 2.4. Desplomes. Fuente: Hoek, E. and J.W. Bray (1974).

### 2.2.3.1.3. Roturas por pandeo.

Según Wadgi Naime (2001), estas caídas ocurren en medios con estratificación o esquistosidad próximas que individualizan placas del material. Si la inclinación es subvertical, y estas placas no tienen coacción lateral, pueden producirse roturas bruscas por pandeo (Figura 2.5.).

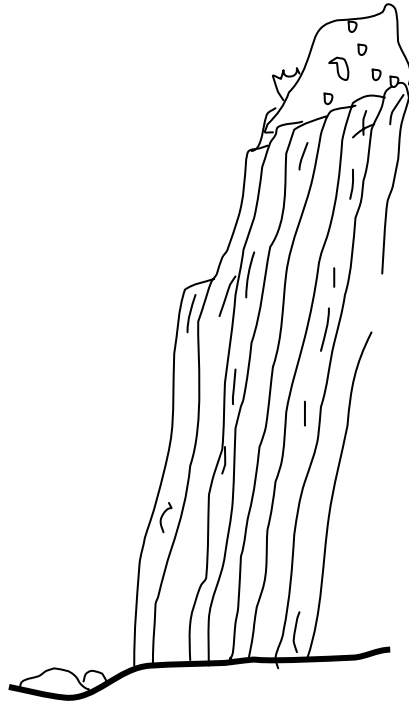


Figura 2.5. Roturas por pandeo. Fuente: Hoek, E. and J.W. Bray (1974).

### 2.2.3.2. Deslizamientos.

Consiste en la separación del material del talud por una superficie de rotura donde se excede la resistencia a esfuerzo cortante. Por ser característica en los terraplenes, en este trabajo será desarrollada en **Deslizamientos como falla propia de un terraplén.**

#### 2.2.3.2.1. Deslizamientos como falla propia de un talud.

Consiste en un desplazamiento que se produce cuando se ha excedido la resistencia al esfuerzo de corte del material que conforma el talud, a lo largo de una o varias superficies de ruptura que pueden detectarse o deducirse con facilidad. Su ocurrencia depende de las siguientes variables:

- Clase de rocas y / o suelos.
- Orientación de las fracturas o grietas en la tierra.
- Cantidad de lluvia en el área de ubicación.
- Actividad sísmica.
- Actividad humana (cortes en ladera, falta de canalización de aguas, etc.).
- Erosión (por actividad humana y / o de la naturaleza).

La velocidad de rotura va de muy lenta a muy rápida con posibilidad de colapso final. El movimiento no se inicia simultáneamente en toda la extensión de la o las que se serían las superficies de falla, por lo que tiene carácter progresivo. Estos deslizamientos pueden comprender una sola masa o masas semi - independientes que se mueven obedeciendo a procesos naturales o a la desestabilización por efectos de corte, relleno, deforestación, etc.

El desplazamiento se pone de manifiesto a la vista por una serie de efectos notables, tales como inclinación de los árboles, por efecto del arrastre producido por las capas superiores del terreno en que enraízan, movimientos relativos y rupturas de cercas, muros, etc.; acumulación de suelos y / o rocas en las depresiones y valles y falta de los mismos en las zonas altas.

Existe una variedad en las directrices que definen los planos de falla por deslizamientos, por esto se clasifica a los deslizamientos de la siguiente manera:

### **2.2.3.2.1.1. Deslizamientos rotacionales.**

Son desplazamientos de suelo o rocas en el talud que tienen superficie de rotura en forma de cuchara de directriz circular o curva, cuya traza con el plano vertical sea un arco de circunferencia (por lo menos con razonable aproximación); el centro de giro de la superficie de falla se encuentra por encima del centro de gravedad del cuerpo del movimiento.

En las etapas tempranas del deslizamiento se forman grietas de tensión en la cabecera del área inestable y abombamientos al pie de la masa deslizante, luego de la falla parcial, se genera una serie de pequeños hundimientos y escarpes, y al momento de la falla total se pueden apreciar varios escarpes en la superficie además de grietas de tensión concéntricas y profundas, así como una gran masa del material incoherente al pie del talud. Al finalizar, la masa se desplaza sustancialmente y deja un escarpe en la cresta. La principal causa de este tipo de falla es el incremento de la inclinación del talud, meteorización y fuerzas de filtración. La velocidad de deslizamiento varía de lenta a moderada, teniendo gran influencia la inclinación de la superficie de rotura a nivel del pie de talud.

Cuando la superficie de rotura corta al talud por encima de su pie, se denomina superficie de rotura de talud; si la salida se produce por el pie del talud y que da por encima de la base de dicho talud recibe el nombre de superficie de rotura de pie de talud y, en el caso de que la superficie de rotura pasa bajo el pie del talud con salida en la base del mismo y alejada del pie se llama superficie de rotura de base de talud (Figura 2.6.).



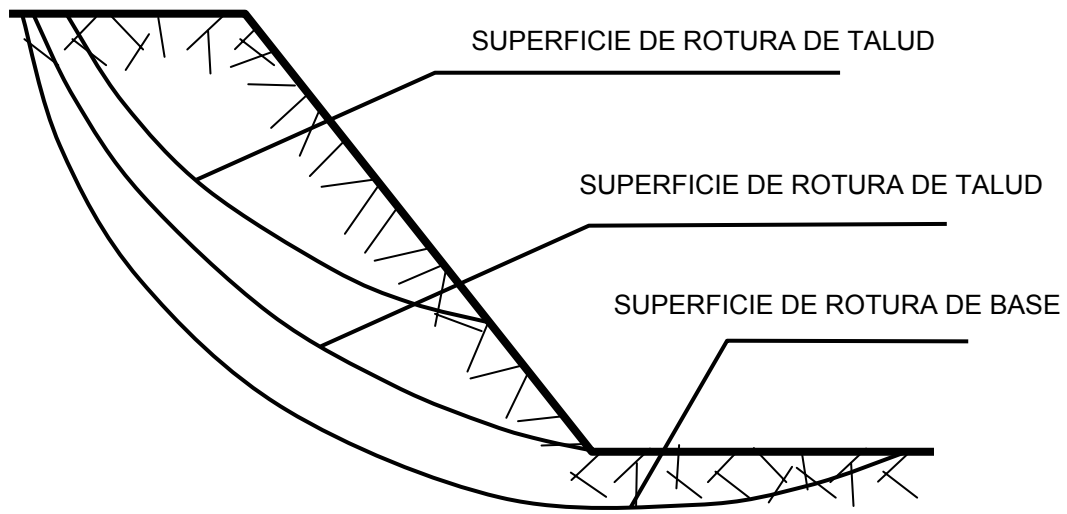


Figura 2.6. Deslizamientos rotacionales.

Como un caso particular de los deslizamientos rotacionales que afectan a los terraplenes, cabe señalar aquel que ocurre cuando la superficie de falla se genera en el terreno de cimentación, donde se encuentra soportado el terraplén (Figura 2.7.).

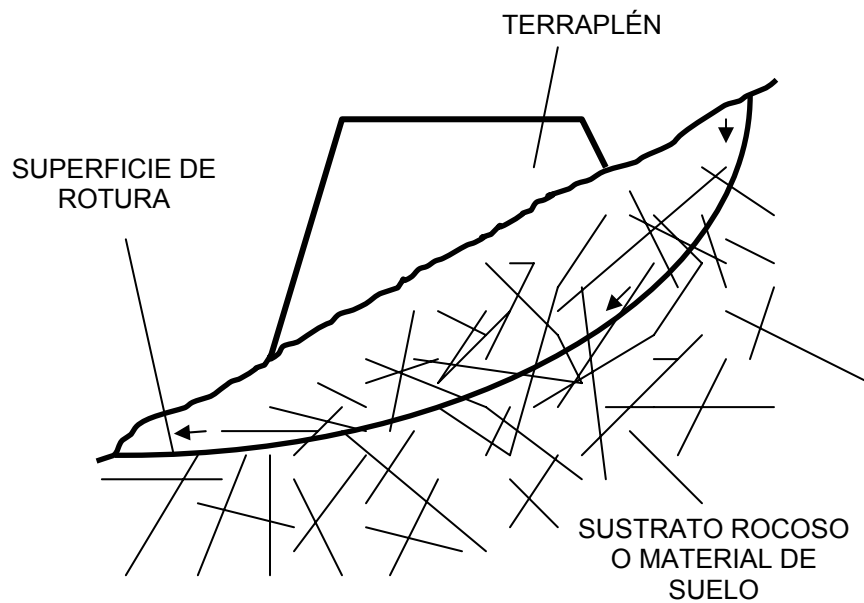


Figura 2.7. Deslizamiento rotacional del terreno de cimentación del terraplén.

Los deslizamientos estrictamente rotacionales ocurren usualmente en suelos homogéneos, sean naturales o artificiales y, según Jaime Suárez Díaz (1998), por su facilidad de análisis son el tipo de deslizamiento más estudiado en la literatura.

#### **2.2.3.2.1.2. Deslizamientos traslacionales planos.**

Consiste en el movimiento de un bloque (o bloques) de suelo o roca a lo largo de una superficie de falla de directriz plana o casi plana bien definida (Figura 2.8.). Este tipo de deslizamiento puede progresar de manera indefinida hacia abajo, quedando la masa deslizada sobre la superficie original del terreno.

Los deslizamientos traslacionales pueden tener una gran variedad estacional de su actividad a causa de las condiciones climáticas y de flujo subterráneo, por lo que aseguran que la velocidad puede ser muy variable (Naime, Wadgi. 2001.). Por lo general, en los inicios de la falla se originan grietas de tracción con un leve desplazamiento, después se pueden apreciar escarpes frescos que dejan los bloques desplazados. En ciertos casos, este movimiento deja sin vegetación la zona deslizada y el material de escombros queda almacenado al pie del talud. Ocurre por excavación o socavación en el talud, lo que hace aflorar la discontinuidad. La velocidad del movimiento es variable. Los deslizamientos planos suelen ser menos profundos que los rotacionales.

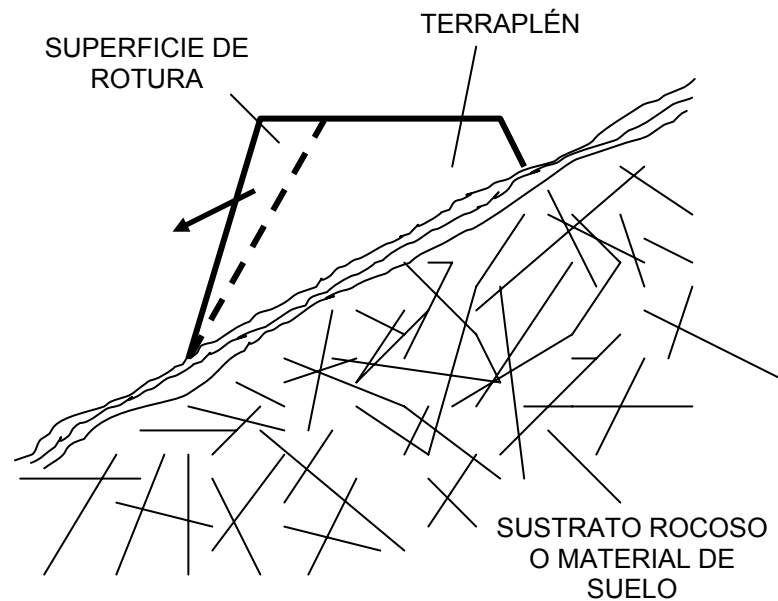


Figura 2.8. Deslizamientos traslacionales planos.

Es posible que se produzca el deslizamiento total del terraplén como un bloque por una superficie de falla planar sobre el terreno de cimentación, esto debido a una deficiente compactación en las primeras capas del terraplén que se encuentran en contacto con el material de sustentación y / o por mal diseño del terraplén (Figura 2.9.).

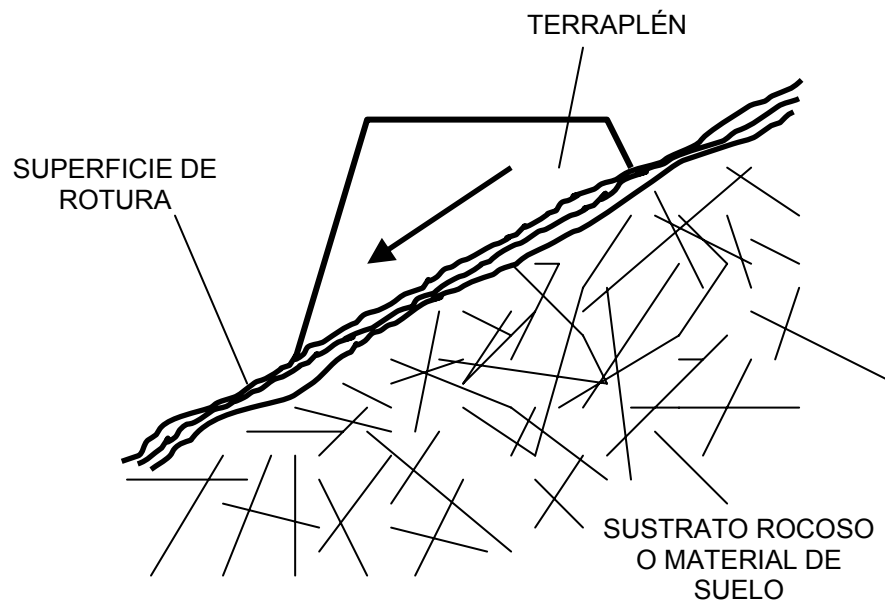


Figura 2.9. Deslizamiento traslacional total del terraplén.

### 2.2.3.2.1.3. Deslizamientos diédricos.

Es aquel que se produce cuando parte del macizo rocoso se desplaza por la línea de intersección de dos planos, los cuales definen la forma de una cuña, cuando se supera el esfuerzo de corte en estas caras (Figura 2.10.).

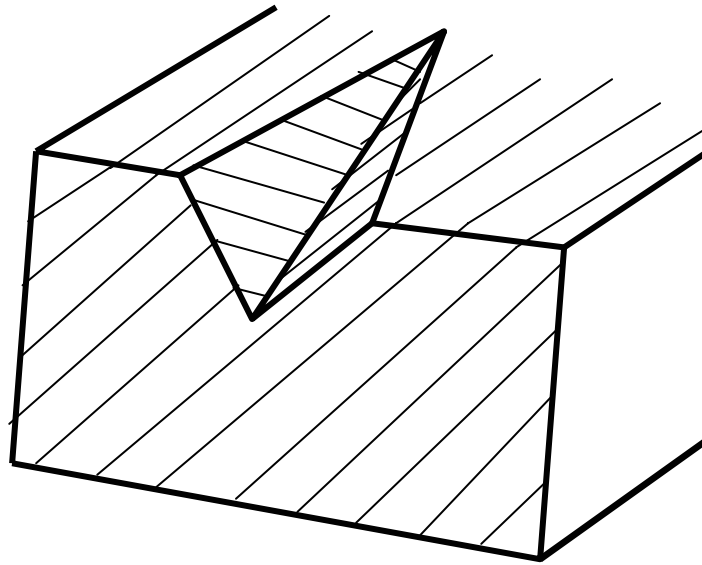


Figura 2.10. Deslizamiento diédrico. Fuente: Hoek, E. and J.W. Bray (1974).

### 2.2.3.2.1.4. Deslizamientos complejos.

Son aquellos en los que se presentan una combinación de dos ó más de los principales tipos de desplazamientos aquí reseñados.

### 2.2.3.3. Vuelcos.

Es el movimiento caracterizado por la rotación de una masa de suelo o roca, hacia delante y parte externa del talud que estos conforman, ubicándose el eje de giro debajo de su centro de gravedad, esto debido a las acciones de: la fuerza de gravedad, fuerzas generadas por las unidades y / o terrenos adyacentes o por la inclusión de agua través de grietas existentes.

#### 2.2.3.3.1. Vuelcos por Flexión.

Ocurre en rocas que presentan una continuidad aparente en el talud, en donde se transmiten cargas al pie del mismo generando movimientos a lo largo de esas discontinuidades internas, originándose grietas de tracción las cuales forman columnas continuas que, al doblarse hacia delante, rompen por flexión (Figura 2.11.).

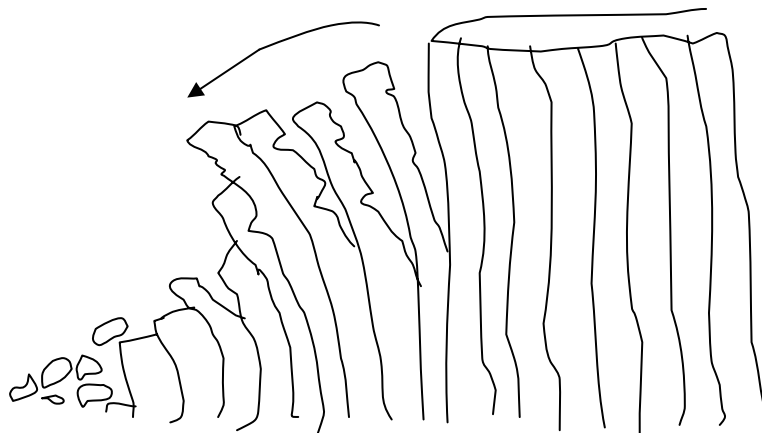


Figura 2.11. Vuelcos por Flexión. Fuente: Hoek, E. and J.W. Bray (1974).

### 2.2.3.3.2. Vuelco de Bloques.

Es propio de las laderas de rocas que presentan planos de falla ortogonales, originando bloques de roca dispuestas en forma de columnas. Se produce el desplazamiento de los bloques inferiores, el cual progresa generando el desplazamiento de los bloques superiores del talud (Figura 2.12.).

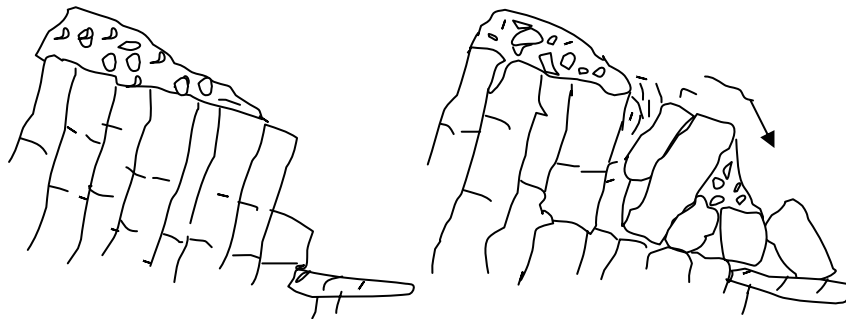


Figura 2.12. Vuelco de Bloques. Fuente: Hoek, E. and J.W. Bray (1974).

### 2.2.3.3.3. Extensiones Laterales.

Este tipo de movimiento consiste en una expansión lateral, la cual es controlada por superficies de corte y/o fracturas de tensión (Figura 2.13.). Pueden presentarse tanto en macizos rocosos como en materiales con comportamiento de suelo donde el movimiento es más rápido en comparación a los medios rocosos.

Wadgi Naime (2001) resalta que el mecanismo de rotura suele ser complejo, pudiendo comprender formas de traslación, rotación, flujo y licuación del material.

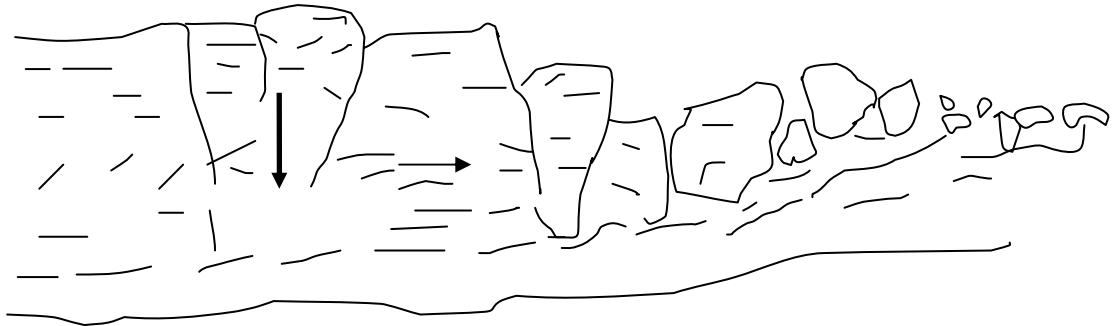


Figura 2.13. Extensiones Laterales. Fuente: Hoek, E. and J.W. Bray (1974).

#### 2.2.3.4. Reptaciones.

Son movimientos continuos, superficiales, extremadamente lentos, que se hacen perceptibles con el paso del tiempo y cuantificables con la implementación de las técnicas de medición modernas (Figura 2.14.).

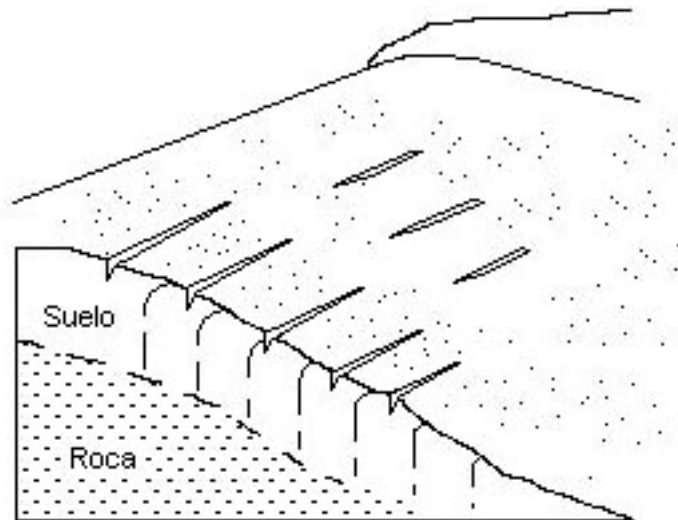


Figura 2.14. Reptaciones. Fuente: SUÁREZ DÍAZ, Jaime (1998).

### 2.2.3.5. Flujos y Avalanchas.

Este tipo de fallas se asocia a movimientos relativos entre las partículas o bloques dentro de una masa de suelo, que se mueve o desliza sobre una superficie de falla, de manera rápida o lenta (teniendo comportamiento de un líquido viscoso). Así, se distinguirá el flujo en materiales relativamente secos y el flujo en materiales húmedos.

#### 2.2.3.5.1. Flujo de derrubios.

Este se caracteriza por la presencia elevada de bloques, los cuales se van dividiendo en pequeñas partes en forma lenta (Figura 2.15.).

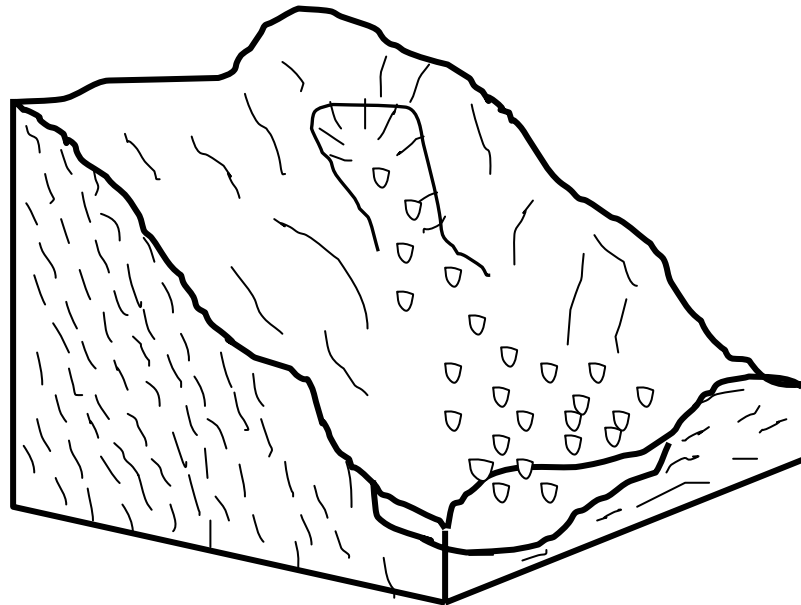


Figura 2.15. Flujo de derrubios. Fuente: Hoek, E. and J.W. Bray (1974).



### 2.2.3.5.2. Flujo de suelos.

Este tipo de flujo puede ser tanto seco como húmedo, su velocidad dependerá de la humedad e inclinación de la zona de ocurrencia.

### 2.2.3.5.3. Licuefacciones.

Falla temporal de resistencia al corte muy pequeña o nula que ocurre cuando los suelos no cohesivos son sometidos a acciones vibratorias, licuándose por lo que empiezan a fluir, por lo tanto no pueden soportar el peso de cualquier estructura encima de él, iniciándose el deslizamiento.

### 2.2.3.5.4. Avalanchas.

Esta falla se caracteriza por un flujo progresivo, rápido y descendiente, en el que fragmentos de roca se desplazan a gran velocidad (Figura 2.16.). Para Naime Wadgi (2001) el término Avalancha no implica necesariamente un mecanismo distinto al flujo de derrubios, sólo se diferencia en la velocidad en que ocurre.

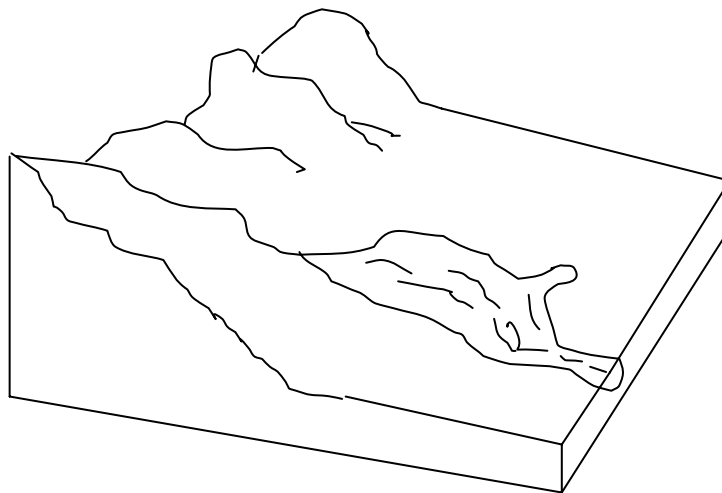


Figura 2.16. Avalanchas. Fuente: Hoek, E. and J.W. Bray (1974).

#### **2.2.4. El efecto de la erosión en los taludes.**

El efecto de la erosión en los suelos se caracteriza por el desprendimiento, transporte y depositación de partículas o masas pequeñas de suelo o rocas por acción del ataque superficial de los agentes erosivos sobre los materiales que componen el talud. El viento y el agua son los agentes erosivos cuyos efectos dañinos sobre la estructura son los que, aplicando la ingeniería, se busca contrarrestar. Sin embargo la acción de las fuerzas generadas por el movimiento del agua son las que principalmente actúan sobre las estructuras de tierra en nuestro país.

El flujo de agua puede concentrarse en canales produciendo surcos y cárcavas en el suelo. Las gotas de lluvia contribuyen al desprendimiento de las partículas, igualmente pueden producir sedimentación de estos materiales en pie del talud.

##### **2.2.4.1. Tipos de erosión que afectan a los taludes.**

**2.2.4.1.1. Erosión laminar.** Este proceso se inicia con el efecto causado con el impacto de las gotas de lluvia contra la superficie del suelo, este es complementado con la fuerza de escorrentía, produciendo el lavado de la superficie del terreno como un todo sin formar canales definidos. Este proceso es más marcado cuando la pendiente del talud es grande y cuando no posee cobertura vegetal.

**2.2.4.1.2. Erosión en surcos.** Los surcos se forman debido a la concentración del flujo de agua por caminos bien marcados, arrastrando las partículas y dejando canales generalmente de poca profundidad y paralelos entre sí. El agua de escorrentía fluye sobre la superficie del talud ya su paso va levantando y arrastrando partículas de suelo formando surcos.

**2.2.4.1.3. Erosión en cárcavas.** Las cárcavas constituyen el estado más avanzado de erosión y se caracterizan por su profundidad que facilita el avance lateral y frontal por medio de desprendimientos de masa de material en taludes de pendientes altas que conforman el perímetro de las cárcavas.

Los surcos forman una compleja microrred de drenaje donde, al profundizarse, van capturando los surcos vecinos, aumentando su tamaño y su profundidad. De esta manera se amplían formando cárcavas en forma de “V” pero, al encontrar un material más resistente o interceptar el nivel freático, se extienden lateralmente tomando forma en “U”.

**2.2.4.1.4. Erosión interna.** El agua al fluir por ductos concentrados dentro del suelo produce erosión interna, la cual da origen a derrumbamientos o colapsos que pueden generar hundimientos del terreno o la formación de una cárcava.

**2.2.4.1.5. Erosión por afloramiento de agua.** Un caso de erosión puede ocurrir en los sitios de afloramiento de agua, formando pequeñas cavernas y / o taludes negativos, los cuales a su vez, pueden producir desprendimientos de masas de suelo.

### **2.3. Compactación.**

No todos los terrenos naturales con los que nos encontramos cuando vamos a realizar una obra civil presentan las características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo-deformación en óptima condición según los requerimientos del proyecto. Para ello es menester realizar una mejora del suelo o la creación de estructuras que permitan su aprovechamiento como terreno de sustentación.

Según Rico y Del Castillo (1995), los métodos de mejoramiento de suelos son los que se presentan la Tabla 2.2.

Existen varios métodos de mejora de los terrenos, entre ellos la inyección, la congelación, la vibroflotación, la precompresión, los drenes, la estabilización con materiales como la cal o la ceniza, la construcción de columnas de roca, confinamiento y la compactación, siendo este último uno de los mas económicos, eficientes y de aplicación mas universal.

La compactación es el proceso mecánico, dinámico o estático, en el que se presiona las partículas de suelo, reduciendo el volumen de vacíos y aumentando su peso específico seco, mejorando así las características de esfuerzo - deformación, resistencia y estabilidad, capacidad de soporte, reducción de la permeabilidad y asentamiento del suelo.

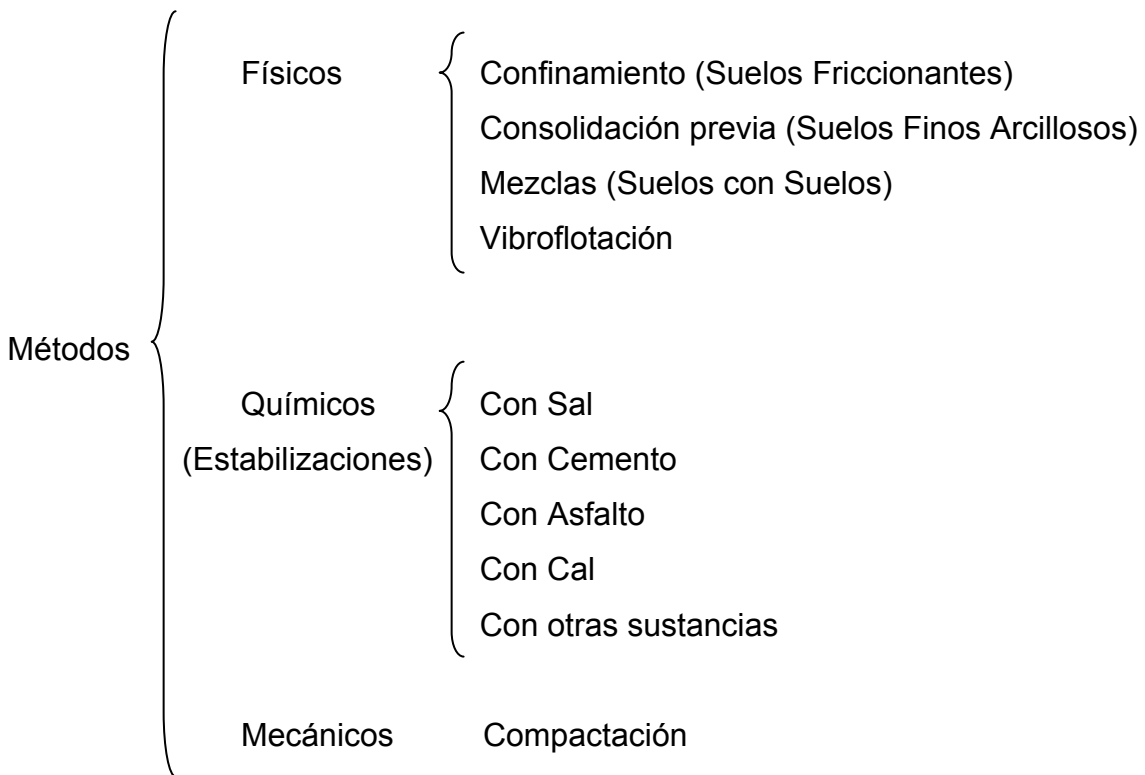


Tabla 2.2. Métodos de mejoramiento de suelos. Fuente: Rico R., Alfonso y Del Castillo (1995).

Al realizar la compactación de un terreno, se disminuye la cantidad de huecos en la masa de suelo, obligando a sus partículas a un contacto más íntimo entre sí (Figura 2.17.). La compactación es entonces un proceso cuyo objetivo principal es aumentar la densidad seca de un suelo por medios mecánicos, lo que implica una disminución del volumen de vacíos por la expulsión de aire, logrando así un suelo de tal manera estructurado que posea y mantenga un comportamiento mecánico adecuado a través de toda la vida útil de la obra.

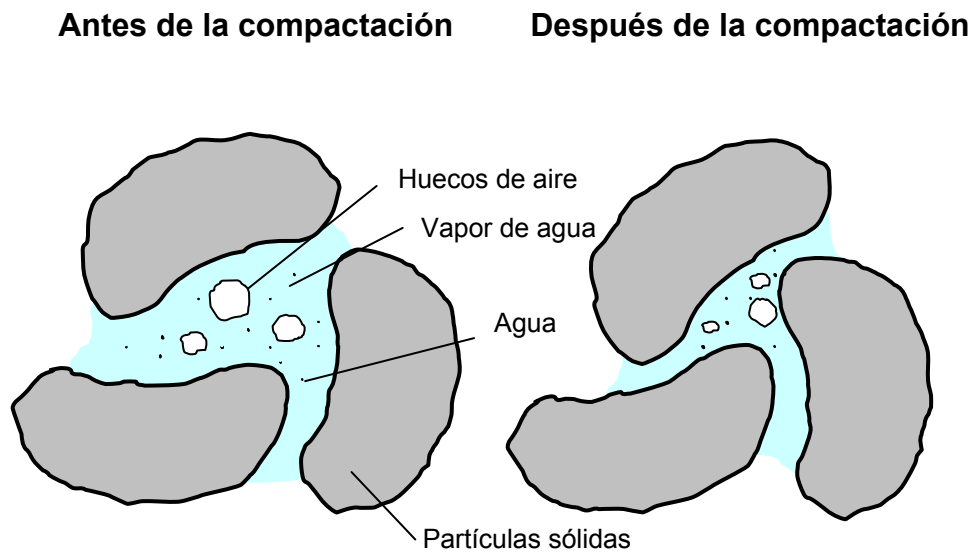


Figura 2.17. Arreglo de las partículas del suelo debido al proceso de compactación.

Para el proceso de compactación se vierte sobre el suelo natural existente el material a compactar, generalmente en sucesivas capas. Posteriormente se modifica su humedad mediante desecación o mediante adición de agua y se le transmite energía de compactación mediante apisonado por golpe o presión. Para ello se utilizan diversas maquinarias, comúnmente rodillos (lisos, neumáticos, pata de cabra, vibratorios, etc.), en función del tipo de terreno y, muchas veces, de la accesibilidad de éste.

La energía que se aplica en la compactación de un suelo es medida por su valor específico (*Energía Específica*), es decir, la energía que se aplica por unidad de volumen de suelo.

Al aumentar la energía de compactación, las densidades son mayores en todo el intervalo de humedades. La eficacia del proceso de compactación es sin embargo mayor con humedades bajas y llega a ser prácticamente nula cuando el suelo está muy húmedo.

Se puede evaluar la Energía Específica en una prueba de laboratorio en la que se compacte al suelo por impactos dados con un pistón; cuantificada mediante la siguiente expresión:

$$E_e = \frac{N \times n \times W \times h}{V} \quad (2.1.)$$

Donde:

$E_e$  = Energía Específica (kg/cm<sup>2</sup>)

$N$  = Número de golpes del pistón compactador por cada una de las capas en que se acomoda el suelo en el molde de compactación (nº de golpes/capa)

$n$  = Número de capas que se disponen hasta llenar el molde (capas)

$W$  = Peso del pistón compactador (kg)

$h$  = Altura de caída del pistón al aplicar los impactos al suelo (cm)

$V$  = Volumen total del molde de compactación, igual al volumen total del suelo compactado (cm<sup>3</sup>)

Al compactar, variamos la estructura del suelo y algunas de sus propiedades mecánicas, las cuales según los requerimientos pueden variar de caso a caso, sin embargo con la compactación se obtienen las siguientes ventajas:

- a) Se disminuye la posibilidad y / o tendencia a que se produzcan asentamientos diferenciales bajo cargas, ya que se establece un contacto más firme entre las partículas del suelo.
- b) Aumenta la resistencia al corte y en consecuencia la capacidad portante por estar más denso y hacerse un suelo más estable.
- c) Disminuye la permeabilidad, debido a que la masa del suelo es más densa y su volumen de vacíos queda considerablemente reducido, en consecuencia se hace más impermeable.

Las partículas del suelo adsorben una película de agua cuando ésta es añadida a un suelo seco, por ende al adicionar más agua, aumenta el espesor y permite que las partículas del suelo se deslicen entre sí con mayor facilidad. Este proceso se denomina frecuentemente “lubricación”.

Debido a esta lubricación, la adición de una pequeña cantidad de agua a un suelo seco facilita el proceso de compactación. Hasta un cierto punto, el agua adicional reemplaza el aire de los vacíos del suelo, pero después de alcanzar un grado de saturación relativamente alto, el agua ocupa un espacio que podría ser llenado con partículas de suelo y la cantidad de aire atrapado permanece esencialmente constante.

Para obtener una adecuada lubricación y disminuir así la resistencia a la fricción existente entre las partículas, se debe controlar debidamente la cantidad de agua al compactar un suelo. Si la cantidad de agua es insuficiente, no habrá buena lubricación, y si hay excesiva cantidad de agua, las fuerzas de compactación, al actuar sobre las masas de tierra, crearán fuerzas hidrostáticas que empujarán y tratarán de separar las partículas. Además una parte de las fuerzas de compactación será soportada por el agua que es prácticamente incompresible y la compactación final resultará deficiente. Por lo tanto, esa cantidad de agua debidamente calculada, es la que debe tener el suelo y recibe el nombre de “*humedad óptima*”. Con esta

cantidad de agua se logrará obtener una buena lubricación que permita, al compactar el suelo, alcanzar la mayor densidad posible, es decir, la “*densidad máxima seca*”.

Para poder mejorar las propiedades del suelo es necesario cuantificarlas todas, por lo que es necesario realizar pruebas relativamente especializadas y costosas que adicionalmente requieren de tiempo para su ejecución, lo que retrasa el avance normal del proceso de compactación en obra. Con los ensayos de laboratorio se pretende determinar los parámetros óptimos de la compactación, que asegurarán las propiedades buscadas en el terreno y así establecer un valor patrón para poder controlar el trabajo ejecutado en campo. De allí la importancia de las pruebas de compactación de laboratorio y los estudios que allí se realicen de este proceso, incluso para el control de calidad de los trabajos realizados.

En 1933, Proctor desarrolló un procedimiento de prueba de laboratorio que reprodujera las condiciones del suelo en campo y que permitiera predecir, dentro de ciertos límites, las condiciones de compactación de un suelo dado. Propuso entonces el denominado hoy *ensayo de compactación Proctor*, “de uso casi universal” (Casteletti, Isidro.).

### **2.3.1. Ensayos de Compactación Proctor.**

R. R. Proctor desarrolló el primer método de compactación, en el sentido de la técnica actual, conocido hoy día como *Prueba Proctor Estándar*. La prueba consiste en compactar el suelo en cuestión de tres capas, dentro de un molde de dimensiones y forma especificadas, por medio de golpes de un pisón, también especificado, que se deja caer libremente desde una altura prefijada.

El molde es un cilindro de 0.94 l de capacidad aproximada ( $\frac{1}{30} \text{pie}^3$ ), de 10,2 cm (4 pulgadas) de diámetro y 11,7 cm (4.59 pulgadas) de altura, provisto de de una extensión desmontable de igual diámetro y 5 cm (2 pulgadas) de altura. El molde



puede fijarse a una base metálica con tornillos de mariposa. El pisón es de 2,5 kg (5,5 libras) de peso y consta de un vástago en cuyo extremo inferior hay un cilindro metálico de 5 cm (2 pulgadas) de diámetro. Los golpes se aplican dejando caer el pisón desde una altura de 30,5 cm (12 pulgadas). Dentro del molde el suelo debe colocarse entre capas que se compactan dando 25 golpes, repartidos en el área del cilindro, a cada una de ellas (Juárez Badillo, Eulalio y Rico. 2001.).

El avance de la maquinaria de compactación en el campo hizo que la Prueba Estándar fuera insuficiente para representar la eficacia obtenida con la nueva maquinaria, lo que condujo a la modificación del ensayo. La prueba se modificó aumentando la energía de específica de compactación, con el mismo número de golpes y aumentando las capas a 5, el peso del pisón a 4.5 kg (10 libras) y la altura de caída a 45.7 cm (18 pulgadas); el molde conservó sus dimensiones. Con esta modificación se logró aumentar el peso específico máximo del material y disminuir la humedad óptima del material. Este nuevo ensayo fue conocido como *Prueba Proctor Modificada*.

En la actualidad existen distintas variantes de los ensayos Proctor de Compactación (Tabla 2.3.), en donde se varían: las dimensiones del cilindro, número de capas, número de golpes, el peso del martillo, la altura de caída y el tamaño máximo del material e ensayar.

Cuando las muestras de un mismo material son compactadas con una misma energía, pero con diferentes contenidos de humedad, pasan por distintos períodos de densificación, lo que evidencia la dependencia de la densidad seca con la humedad del suelo durante la compactación.

Proctor notó la correlación que tiene la compactación con el aumento del peso volumétrico seco del material compactado, de igual manera comprendió la influencia del agua del suelo en la compactación con un cierto procedimiento.

Ensayo	Tipo	Diámetro del Molde (pulg)	Material que pasa el Tamiz $\phi$	No. de capas n	No. de Golpes por capa N	Peso del martillo (Lbs.) Wm	Altura de caída (Pulg.) h	Vol. del molde (cm <sup>3</sup> )	Energía de Compact. Kg m/dm <sup>3</sup> EC
Proctor Normal (ASTM D 698) ó AASHO Normal AASHO T99	A	4	No. 4	3	25	5,5 (2,5 kg)	12 (30,5 cm)	945	58
	B	6	No. 4	"	56	"	"	2145	60
	C	4	3/4"	"	25	"	"	945	58
	D	6	3/4"	"	56	"	"	2145	60
Proctor Modificado (ASTM D1557) ó AASHO Modificado AASHO T180	A	4	No. 4	5	25	10 (4,5 kg)	18 (45,7 cm)	945	262
	B	6	No. 4	"	56	"	"	2145	270
	C	4	3/4"	"	25	"	"	945	262
	D	6	3/4"	"	56	"	"	2145	270
Proctor de 15 golpes	E	4	No. 4	3	15	5,5 (2,5 kg)	12 (30,5 cm)	945	35
	E	6	No. 4	"	15	"	"	945	35

Tabla 2.3. Ensayos Proctor de Compactación. Fuente: Ugas F., Celso Tulio. Ensayos de Laboratorio en Mecánica de Suelos Discusión - Evaluación y Procedimiento.

Uniando estos dos aspectos básicos, Proctor estableció una gráfica de comportamiento muy particular llamada “*curva de compactación*” en la que se aprecia el cambio del peso volumétrico seco, cuando se compacta el suelo con diversos contenidos de agua, utilizando diversas muestras del mismo suelo, las cuales proporcionan, cada una, un punto de la curva para una determinada energía de compactación.

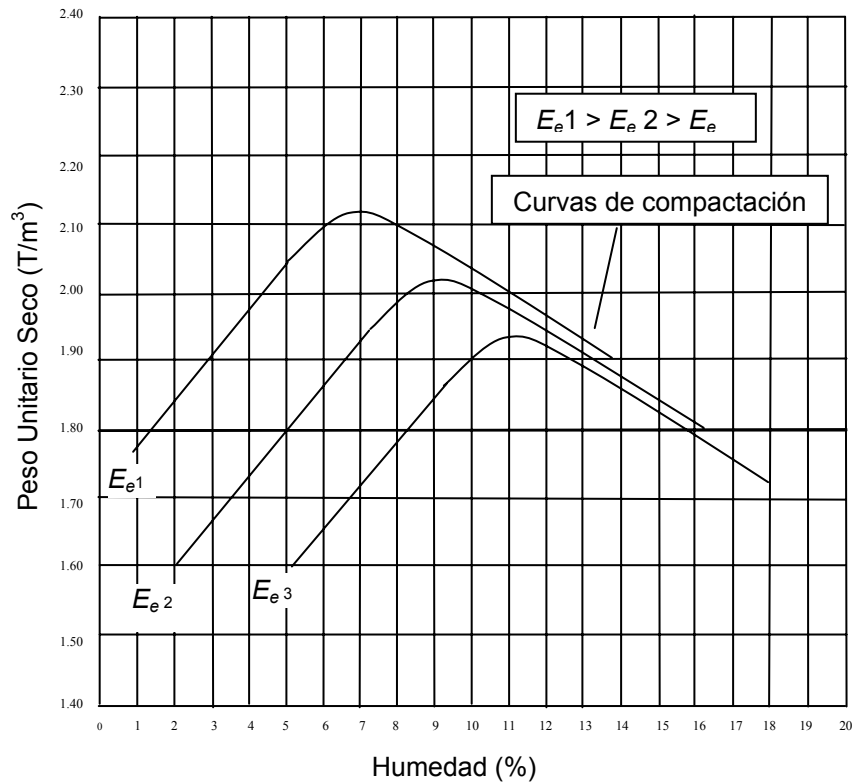


Gráfico 2.1. Curvas de compactación.

Una de las características de estas curvas de compactación es que en la etapa de alto grado de saturación, para diferentes energías específicas, se acercan entre sí (Gráfico 2.1.).

En el proceso de compactación el contenido de aire disminuye, decreciendo la porosidad del suelo, como consecuencia de la densificación del mismo (aumento del

peso unitario del suelo). La “*curva de saturación*” representa una condición ideal donde los vacíos de un suelo sometido a compactación están llenos de agua, condición a la que no se llega nunca en la práctica debido a que el valor de la presión ejercida por la compactación no es suficiente para que se produzca la solubilidad total del aire en agua.

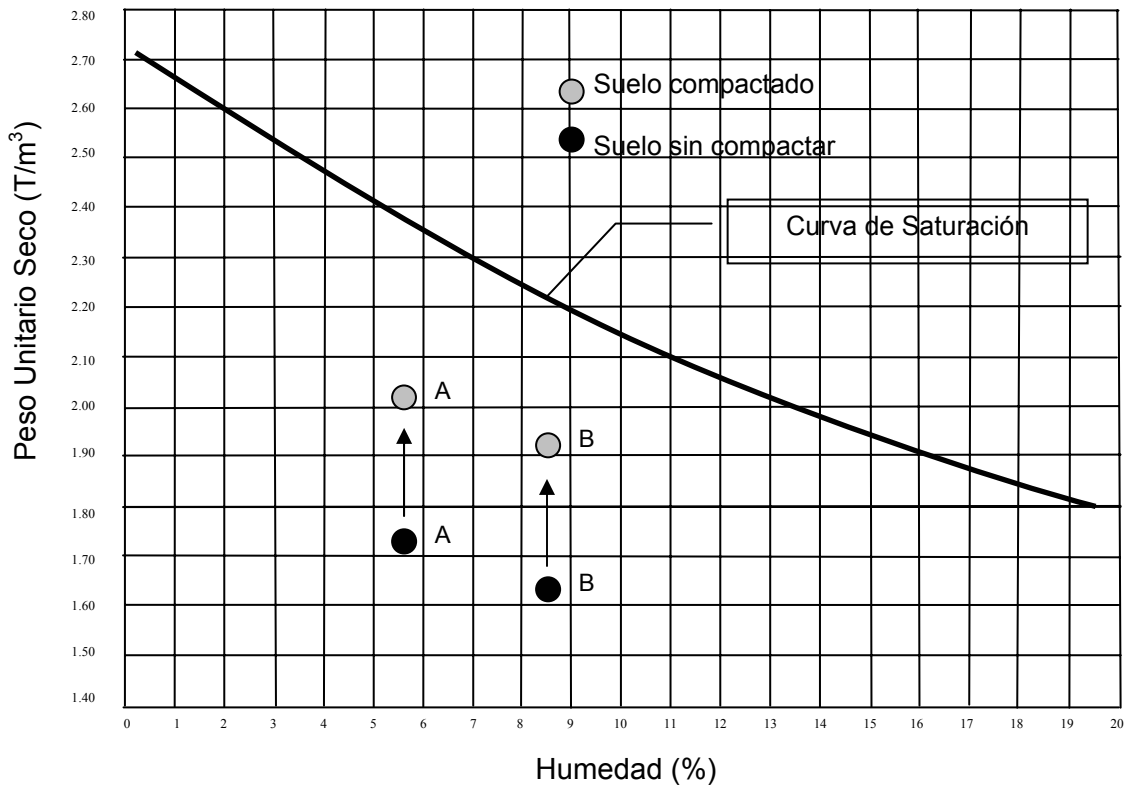


Gráfico 2.2. Curva de saturación de un suelo.

En el proceso de compactación el contenido de aire disminuye, decreciendo la porosidad el suelo como consecuencia de la densificación de este (aumenta el peso unitario del suelo). En el Gráfico 2.2. se observa la trayectoria del proceso de compactación en 2 puntos denominados “A” y “B”. Por lo tanto, podemos decir que

todos los suelos luego de un proceso de compactación, independientemente del contenido de humedad y la energía específica aplicada, poseen curvas de compactación que se encuentran a la izquierda de la curva de saturación.

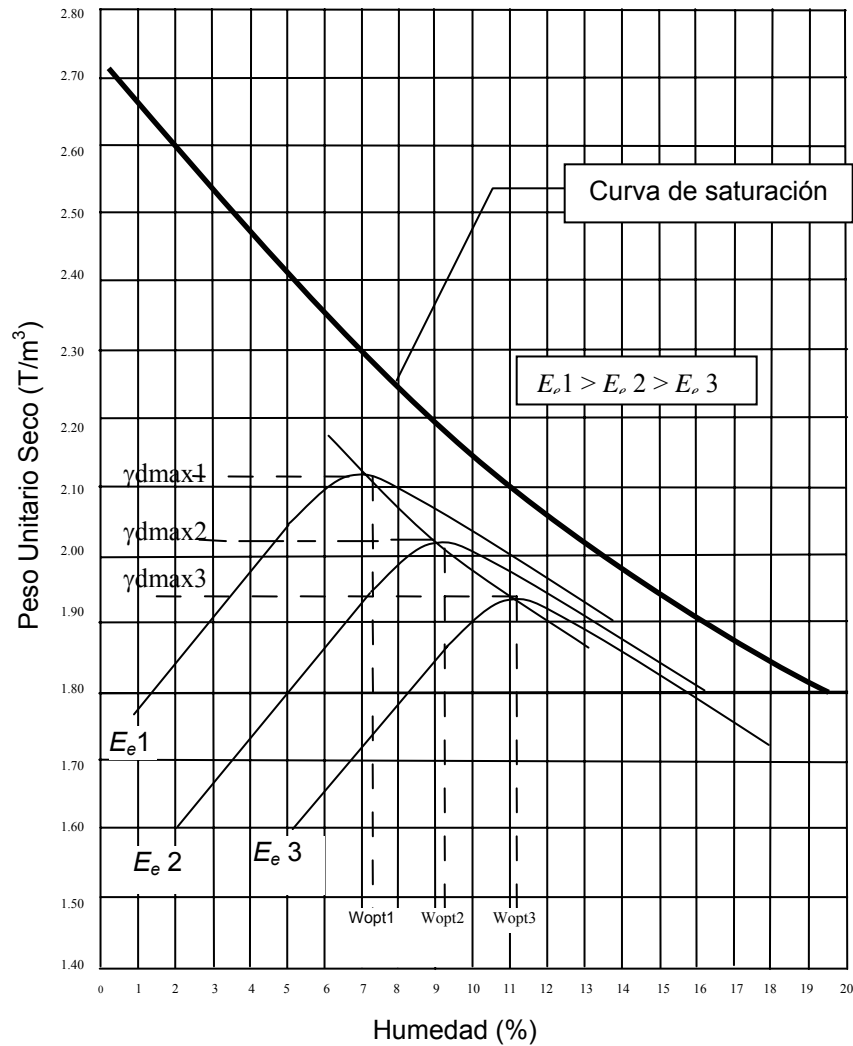


Gráfico 2.3. Curva de compactación para diferentes energías de compactación con sus contenidos de humedad óptimos y peso unitario seco máximo.

Al aumentar la energía de compactación por unidad de volumen, aumenta la densidad seca máxima alcanzada y disminuye la correspondiente humedad óptima de compactación. Otra particularidad es que los máximos de las curvas de

compactación suelen alinearse sobre una curva casi paralela a la curva de saturación (Gráfico 2.3.).

**2.3.2. Variables que afectan el proceso de Compactación de los Suelos.**

De acuerdo con Rico y Del Castillo (1995) el proceso de compactación se ve afectado por:

- 1.) La naturaleza del suelo. De acuerdo a la clasificación del suelo se establecerá la maquinaria y técnicas requeridas para su compactación.
- 2.) El método de compactación. Tanto para laboratorio como para obra se pueden aplicar las siguientes técnicas de Compactación:

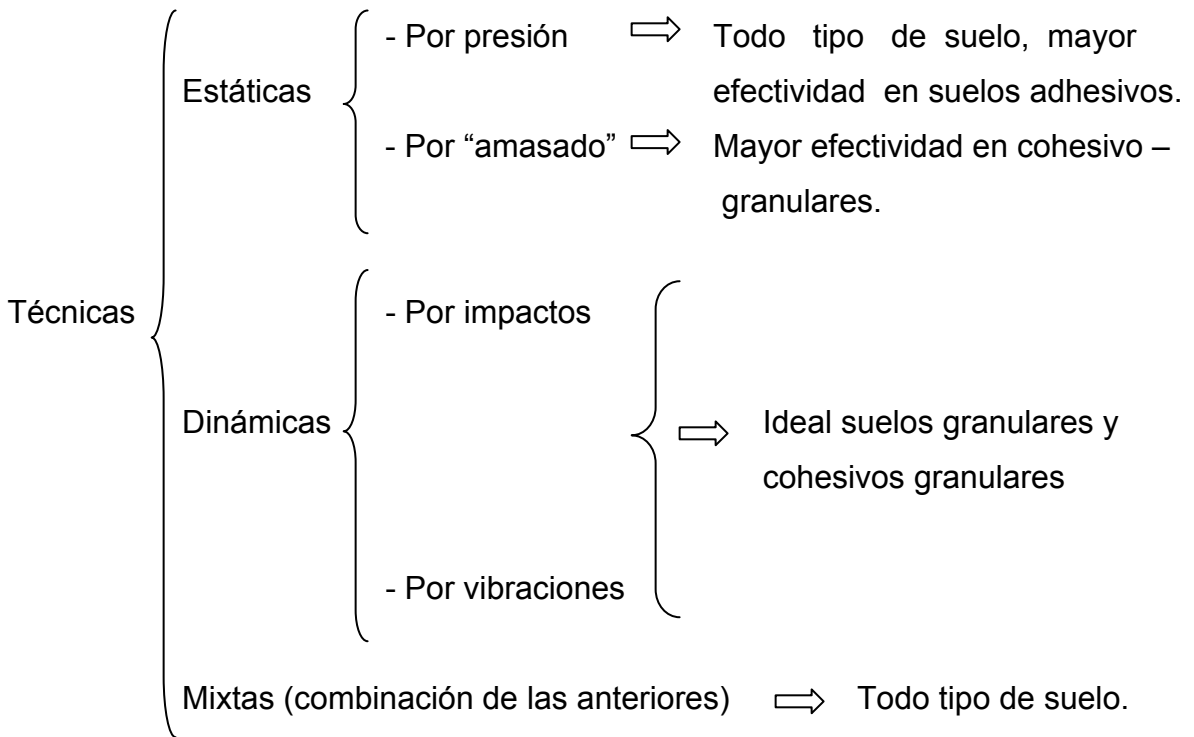


Tabla 2.4. Técnicas de Compactación en Obra. Fuente: Orta A., Pedro Andrés. La Construcción de Terraplenes de Obras Viales.

- 3.) Energía Específica. En campo, el concepto de Energía Específica conserva plenamente su valor fundamental con los procedimientos de compactación.
- 4.) El contenido de agua en el suelo. Proctor creyó que la humedad en suelos relativamente secos crea efectos capilares, produciendo tensiones de tracción conglomerando las partículas sólidas, resultando una alta resistencia la fricción opuesta los esfuerzos de compactación. Entonces, resulta difícil la compactación de suelos con bajo contenido de humedad.

Compactando el suelo con la misma metodología pero con un contenido de humedad más alto, genera un mayor reacomodo de las partículas de suelo de distintos tamaños, debido al incremento de la lubricación entre ellas por la adición de agua.

Compactando el suelo con incrementos del contenido de agua, el efecto de lubricación continúa hasta el punto en el cual el contenido de humedad, combinado con el contenido de aire que la compactación no puede remover, se hace suficiente para rellenar los vacíos cuando el proceso de compactación es completado.

Si el contenido de agua es excesivo, al punto de casi llenar los espacios vacíos de suelo, se impide una buena compactación, puesto que el agua no puede desplazarse de manera instantánea por el efecto mecánico aplicado.

- 5.) El sentido en que se recorra la escala de humedades al efectuar la compactación. Esta característica prevalece en los estudios de laboratorio, los cuales arrojan los valores de Peso Específico vs. Humedad. De acuerdo a como se encuentre la muestra de suelo para el momento de la realización del ensayo se le añadirá agua en el caso de que el suelo esté

relativamente seco y por el contrario, si se parte de un suelo húmedo, la muestra se secará progresivamente durante el ensayo.

- 6.) El contenido de agua original del suelo. Es el contenido de natural de agua que tenía el suelo antes de realizar el ensayo para la búsqueda de la humedad óptima u otra que fuese sido requerida.
- 7.) La Recompactación. Es común que en los laboratorios se reutilice una muestra de suelo para la obtención de puntos sucesivos del gráfico de la curva de compactación, resultando así una muestra no representativa, ya que la experiencia ha demostrado que se produce una deformación volumétrica de tipo plástico debido a las sucesivas compactaciones que es sometida la muestra.
- 8.) La Temperatura. Afecta la compactación del suelo en campo, por efecto de la evaporación y / o la condensación de la humedad del ambiente.
- 9.) Otras variables. Incluye la correlación entre el equipo de compactación y el material a compactar, número y espesor de las capas, etc.

#### **2.4. Resistencia al Esfuerzo Cortante.**

Los problemas de la construcción donde la aplicación de la mecánica de suelos tiene su mayor importancia, son aquellos en los cuales el comportamiento de los suelos está sujeto al efecto de cargas. Al fundarse una estructura en la tierra, se transmiten esfuerzos al suelo donde se apoya. Estos esfuerzos producen deformaciones en el suelo que pueden ocurrir de tres maneras:



- a. Por deformación elástica de las partículas.
- b. Por cambio de volumen en el suelo como consecuencia de la evacuación del líquido existente en los huecos entre las partículas.
- c. Por deslizamiento de las partículas, que pueden conducir al deslizamiento de una gran masa de suelo.

En lo que respecta al primer caso, se considera su efecto como despreciable para la mayoría de los suelos, para los valores de esfuerzo que ocurren en la práctica. El segundo caso corresponde al fenómeno de la consolidación. El tercer caso, corresponde al más desfavorable, donde se producen fallas de carácter catastrófico y para evitarlas se debe hacer un análisis donde se garantice la estabilidad, lo que requiere tener pleno conocimiento de la resistencia al corte de suelo. El análisis debe asegurar que los esfuerzos de corte solicitantes son menores que la resistencia al corte, con un factor de seguridad tal que la obra sea segura y económicamente factible de llevar a cabo.

La determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos constituye uno de los puntos fundamentales de un estudio geotécnico. La valoración correcta de este concepto constituye un paso imprescindible para cualquier aplicación de la Mecánica de Suelos al análisis de la estabilidad de las obras civiles.

Dependiendo del origen de su resistencia, un suelo puede ser considerado en uno de los dos grupos siguientes: cohesivos (arcillosos) y no cohesivos (granulares). Como su nombre lo indica, los suelos no cohesivos son aquellos que no tienen cohesión o atracción entre partículas individuales y suelos cohesivos, son aquellos que presentan atracción intermolecular en sus partículas individuales.

La resistencia al corte de un suelo no cohesivo o granular se produce por la fricción entre los granos y su agrupamiento. La fricción entre los granos de un suelo es semejante a la fricción entre dos superficies cualesquiera, como por ejemplo un

cuerpo que se apoya sobre una superficie horizontal y sometido a la acción de dos fuerzas, una  $N$ , que actúa sobre dicho cuerpo e incluye su peso y otra  $R_n$ , que es reacción a la fuerza  $N$ . En estas condiciones el cuerpo se encuentra en estado de reposo (Figura 2.18.). Manteniendo constante  $N$ , y aplicando una fuerza de corte  $T$ , que aumenta progresivamente desde cero, aparece la fuerza de fricción  $F$  que se opone a  $T$ . La resultante de  $N$  y  $T$  es la fuerza  $R$ , que forma el ángulo  $\alpha$  con la normal a la superficie. Este ángulo  $\alpha$ , llamado ángulo de oblicuidad, depende de las fuerzas actuantes y no de las propiedades de los materiales (Ugas F., Celso T. 1985).

El cuerpo inicia su deslizamiento sobre el plano, cuando la fuerza  $T$  es igual a  $F$ , y el ángulo  $\alpha$  alcanza un valor igual a  $\phi$ , llamado ángulo de fricción. Está comprobado experimentalmente que el valor crítico de  $T$  es:

$$T = N * Tg\phi \quad (2.2.)$$

$Tg\phi$  = Coeficiente de fricción de los materiales en contacto.

La ecuación  $T = N * Tg\phi$  es la expresión matemática de la ley que rige la fricción entre los cuerpos, según la mecánica elemental. Las fuerzas aplicadas por unidad de área, considerando el área de contacto del cuerpo sobre la superficie igual a "A", serán:

$$\text{Esfuerzo normal a la superficie} \rightarrow \sigma = \frac{N}{A} \quad (2.3.)$$

$$\text{Esfuerzo cortante o tangencial a la superficie} \rightarrow \tau = \frac{T}{A} \quad (2.4.)$$

La ley de resistencia de los suelos según el ingeniero francés C. A. Coulomb (1776) trata de explicar que el principio u origen de la falla (inicio del deslizamiento), se produce cuando el esfuerzo cortante actuante,  $\tau$ , alcanza un valor, tal que:

$$\tau = \sigma * Tg\phi \tag{2.5.}$$

$\phi$  fue denominado por Coulomb ángulo de fricción interna, y lo consideró como una constante del material. Un suelo cuya resistencia al esfuerzo cortante pueda representarse por una ecuación de tipo (2.5.) se ha llamado tradicionalmente “suelo puramente friccionante”.

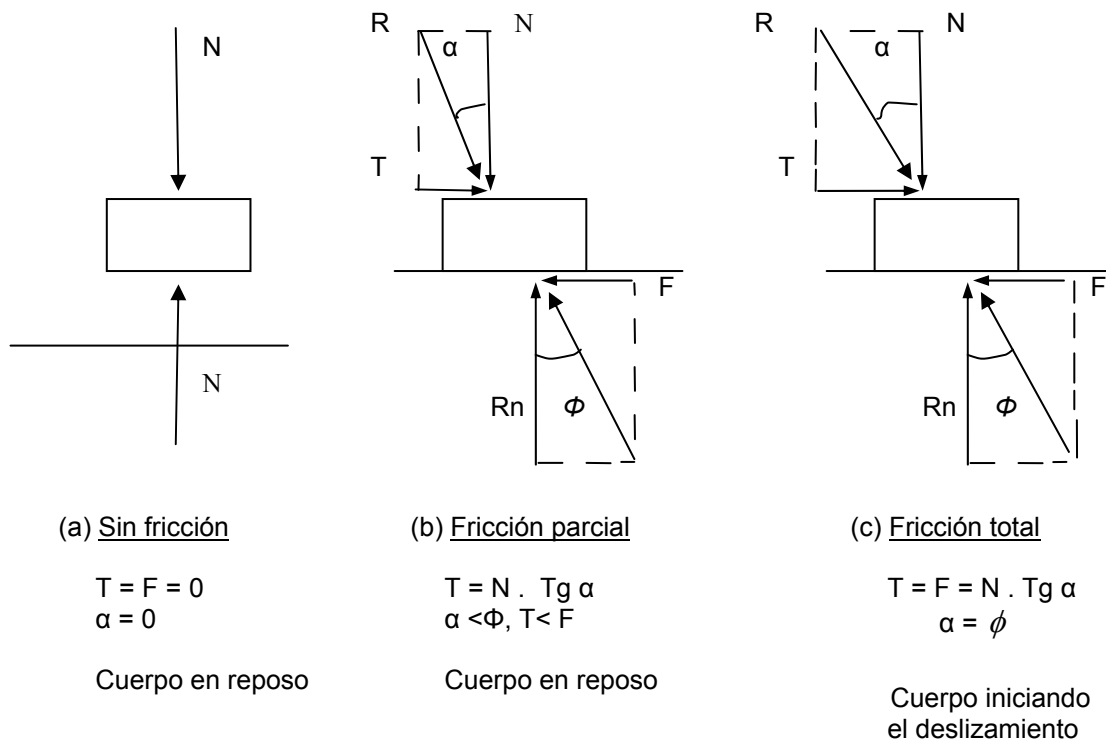


Figura 2.18. Fricción entre dos superficies y definición de “ángulo de fricción”. Fuente: Ugas F., Celso T. (1985).

De acuerdo con la ecuación (2.5.) la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares debe ser nula para  $\sigma = 0$ . Sin embargo, Coulomb pudo observar

que en suelos cohesivos se exhibe resistencia al esfuerzo cortante, aún en condiciones en que el esfuerzo normal exterior es nulo. A los suelos de este último tipo, Coulomb les asignó arbitrariamente otra fuente de resistencia al corte, a la cual llamó **cohesión** y la considero como una constante del material. Adicionalmente Coulomb observó que en las arcillas francas, la resistencia parecía ser independiente de la presión normal exterior actuante sobre ellas, es decir, en dichos materiales parecía existir solo cohesión, comportándose en definitiva como si en ellos  $\phi=0$ . La ley de resistencia de estos suelos será:

$$\tau = c \quad (2.6.)$$

Un suelo que satisfaga la ley que establece la fórmula (2.6.) recibe el nombre de puramente cohesivo.

En general, según Coulomb, los suelos presentan características mixtas entre cohesión y fricción; es decir, presentan ambas a la vez, por lo que se habla de suelos cohesivos y friccionantes o suelos intermedios. La ecuación de resistencia al corte propuesta por Coulomb para estos suelos se expresa así:

$$\tau_f = c + \sigma * Tg\phi \quad (2.7.)$$

En donde:

$\tau_f$  = Esfuerzo tangencial a la superficie de falla en el momento de la falla, denominado usualmente resistencia al esfuerzo cortante.

$\sigma$  = Esfuerzo normal a la superficie de falla en el momento de la falla.

$c$  = Ordenada en el origen o intersección de la curva de resistencia intrínseca con el eje de los esfuerzos tangenciales.

$\phi$  = Pendiente de la línea recta respecto al eje horizontal.

Gráficamente se tiene (Gráfico 2.4.):

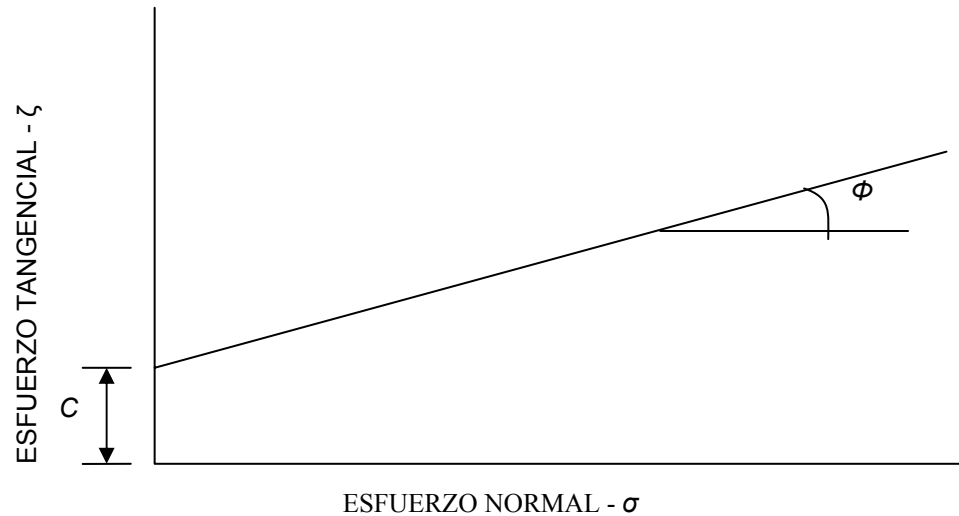


Gráfico 2.4. Esfuerzo Normal vs. Esfuerzo Tangencial. Fuente: Ugas F., Celso T. (1985).

$c$  y  $\phi$  son valores o parámetros derivados de la geometría del gráfico que se obtiene al representar los esfuerzos cortantes últimos (en la falla) en función con los esfuerzos normales correspondientes. Así pues los valores de  $c$  y  $\phi$  de un determinado suelo, dependen de las condiciones en que los esfuerzos son aplicados.

La cohesión de un suelo no es una propiedad intrínseca, sino una función de la carga soportada por su estructura, o carga intergranular, como también del ensayo por el cual se determina.

#### 2.4.1. Cohesión aparente y verdadera.

Hasta ahora se han definido los dos tipos de suelos conocidos dependiendo del origen de su resistencia, sin embargo es necesario distinguir la cohesión *aparente* de la *verdadera*.

**2.4.1.1. Cohesión aparente.** En suelos granulares húmedos, hay una cohesión aparente debida a la tensión superficial del agua en los meniscos de los capilares del suelo, pero cuando el suelo se sumerge o se seca totalmente esa cohesión desaparece. La cohesión puede existir en las arenas si hay un material cementante que ligue los granos entre sí.

**2.4.1.2. Cohesión verdadera.** Es la fuerza electroquímica de atracción entre las superficies de contacto de las partículas del suelo, capaz de resistir tensiones tangenciales o de corte. Esa resistencia se produce en las capas adsorbidas que separan las partículas en sus puntos de contacto.

Estos términos son aún usados en la actualidad por muchos ingenieros, aunque el significado íntimo de las expresiones se haya modificado considerablemente, respecto al pensamiento original de Coulomb.

No obstante, los ingenieros con ciertas dotes de observación empezaron a notar discrepancias entre la realidad y las teorías de existentes para ese entonces. En 1925 Terzaghi estableció, con base en serias investigaciones experimentales, comenzadas alrededor de 1920, que en las ecuaciones (2.5.) y (2.7.) la presión normal total debería sustituirse por la presión efectiva o intergranular, que es la que controla los fenómenos de resistencia al esfuerzo cortante, y no la presión total (Ugas F., Celso T. 1985). Actualmente es común considerar los términos intergranular y efectiva como sinónimos al ser aplicados a presiones, la ecuación (2.7.) se modificó y toma la forma:

$$\tau = \ddot{c} + (\sigma - u) * Tg\ddot{\phi} \quad (2.8.)^1$$

---

<sup>1</sup> Los parámetros  $\ddot{\phi}$  y  $\ddot{c}$  son los valores efectivos de fricción interna y cohesión del suelo, independiente de la presión del agua en los poros

En donde  $u$  representa la presión neutra <sup>2</sup> en el agua. La modificación de Terzaghi tomó en cuenta, por primera vez, la gran influencia del agua contenida en el suelo. El valor de  $u$  depende no sólo de las condiciones de la carga sino también de la velocidad de su aplicación; esto implica distinguir entre el valor de la resistencia lenta y la rápida.

El Ingeniero Celso T. Ugas F. (1985), señala que posteriormente M. J. Hvorslev hizo notar que el valor de la cohesión de las arcillas saturadas no era una constante, sino que resultaba ser función de su contenido de agua. Por lo que la ecuación (2.8.) debe escribirse ahora:

$$\tau = f(w) + (\sigma - u) * Tg\ddot{\phi} \quad (2.9.)$$

Con la contribución de Hvorslev se modificó la idea mantenida de que  $c$  fuese una constante propia del material. La ley (10.5) es lineal en un diagrama  $\sigma - \tau$  para todo valor de  $\sigma$ .

#### 2.4.2. Criterios de falla.

Las leyes de la teoría de elasticidad son válidas entre ciertos límites para el suelo. Los problemas estáticos y de resistencia que se presentan (capacidad portante del subsuelo, estabilidad de un terraplén, la magnitud del empuje de tierra, etc.), se resuelven generalmente basándose en un estudio de estabilidad. Esto significa que, obviando las deformaciones que se presentan, se ha de determinar aquellos parámetros que definen la resistencia a rotura del suelo para así conocer la situación límite en la cual se puede presentar fallas o deslizamientos en la masa del suelo.

---

<sup>2</sup> Esa presión recibe los calificativos de: Presión neutra, presión de poros, exceso de presión hidrostática, pero todas se refieren a la presión que soporta el agua en los poros o vacíos del suelo.

Las teorías de falla más usadas aplican criterios dinámicos; es decir, que refieren la condición de falla a esfuerzos actuantes y no en términos de las deformaciones producidas (criterio cinemático).

En el caso de los suelos, parece que uno de los mejores criterios de falla hoy disponibles es una generalización de las ideas de Mohr - Coulomb a un espacio cartesiano ortogonal en tres dimensiones. Las teorías de Mohr y Coulomb atribuyen la falla al esfuerzo cortante máximo (Ugas F., Celso T. 1985). Esas teorías son de amplio uso, porque experimentalmente han rendido los mejores resultados, siempre y cuando los esfuerzos que se consideren sean los efectivos.

Una característica importante en la condición de rotura de las teorías de Mohr y Coulomb es que no toman en cuenta la influencia del esfuerzo principal intermedio en la formación de la rotura.

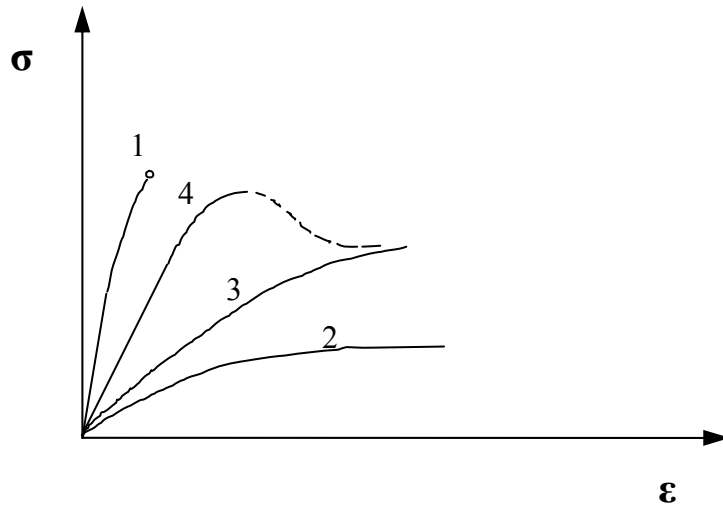
#### **2.4.3. Teoría de Coulomb (1776).**

Esta teoría supone que el esfuerzo de corte límite es función del esfuerzo normal actuante en el plano de falla y que existe una ley de variación lineal entre ellos.

#### **2.4.4. Teoría de Mohr (1900).**

Consiste fundamentalmente en eliminar la hipótesis de variación lineal, entre los esfuerzos normal y cortante límites en el plano crítico, de la teoría de Coulomb. Esta nueva ley de variación puede representarse por medio de una curva. Esta teoría explica satisfactoriamente varios factores de importancia en el comportamiento de los materiales frágiles (rocas, concreto y suelos) (Gráfico 2.5.).





1 Rotura frágil, 2 Rotura por deformación,  
3 No hay rotura propiamente dicha, 4 Resistencia máxima y final diferentes

Gráfico 2.5. Tipos de rotura en suelo. Fuente: Ugas F., Celso T. (1985).

#### 2.4.5. Esfuerzos en el suelo.

El suelo es un material discontinuo como los considerados por la resistencia de materiales y la teoría de elasticidad; por lo que la repartición de esfuerzos en un suelo sometido a cargas externas no será continua. En el caso general (estado trifásico), los espacios de vacíos se encuentran llenos con agua y aire, y las fuerzas que actúan son soportadas conjuntamente por las tres fases. Si los esfuerzos que se presentan en las tres fases los representamos por  $\sigma_s$ ,  $\sigma_w$  y  $\sigma_a$ , la condición de equilibrio al ser aplicado un esfuerzo ( $\sigma$ ) sobre el sistema disperso, exige que:

$$\sigma = \sigma_s + \sigma_w + \sigma_a \quad (2.10.)$$

Si el suelo se encuentra saturado, no habrá aire en los vacíos y por lo tanto  $\sigma_a = 0$  luego:

$$\sigma = \sigma_s + \sigma_w \quad (2.11.)$$

El esfuerzo  $\sigma_s$ , que es soportado por las partículas sólidas y hace posible que el sistema pueda a su vez soportar esfuerzos cortantes, se conoce en Mecánica de Suelos como presión intergranular o esfuerzo efectivo y se representa usualmente por  $\sigma'$  ó  $\bar{\sigma}$ .

El esfuerzo en el agua intersticial  $\sigma_w$ , se denomina también presión de poros ó presión neutra y no puede generar resistencia al esfuerzo cortante por fricción interna debido a que dicha resistencia es prácticamente nula en el agua. Esta presión está formada por la presión hidrostática en el agua intersticial ( $u_0$ ) estando el sistema en equilibrio y la sobrepresión del agua en los poros ( $u$ ). El esfuerzo total se representa usualmente por:

$$\sigma = \bar{\sigma} + (u + u_0) \quad (2.12.)$$

Los esfuerzos descritos anteriormente son aplicables a suelos granulares (arena y grava). En los suelos cohesivos (arcillas), además de los esfuerzos mencionados, existen fuerzas físico-químicas de atracción y repulsión entre las superficies las partículas pequeñas cuyas magnitudes no pueden ser calculadas numéricamente.

#### 2.4.6. Esfuerzos Principales y Círculo de Mohr.

Según la teoría de Elasticidad, el estado de tensiones planas en un punto de un cuerpo continuo está definido, cuando se conocen los esfuerzos en ese punto, asociados a dos planos cualesquiera mutuamente perpendiculares; esos planos

ortogonales entre sí se denominan planos principales de esfuerzos sobre los cuales los esfuerzos tangenciales son nulos, existiendo únicamente esfuerzos normales denominados principales. Se demuestra en la teoría de Elasticidad que hay dos planos principales con su correspondiente esfuerzo principal ligado; uno de estos es el mayor de todos los esfuerzos normales actuantes es el punto considerado, mientras que el otro es el menor (Ugas F., Celso T. 1985).

**2.4.7. Concepto de falla Mohr – Coulomb.**

En el caso de una masa de suelo, se puede considerar que los esfuerzos horizontales son iguales, esto es,  $\sigma_2 = \sigma_3$ , pudiendo considerarse que en secciones planas el estado de esfuerzos es constante.

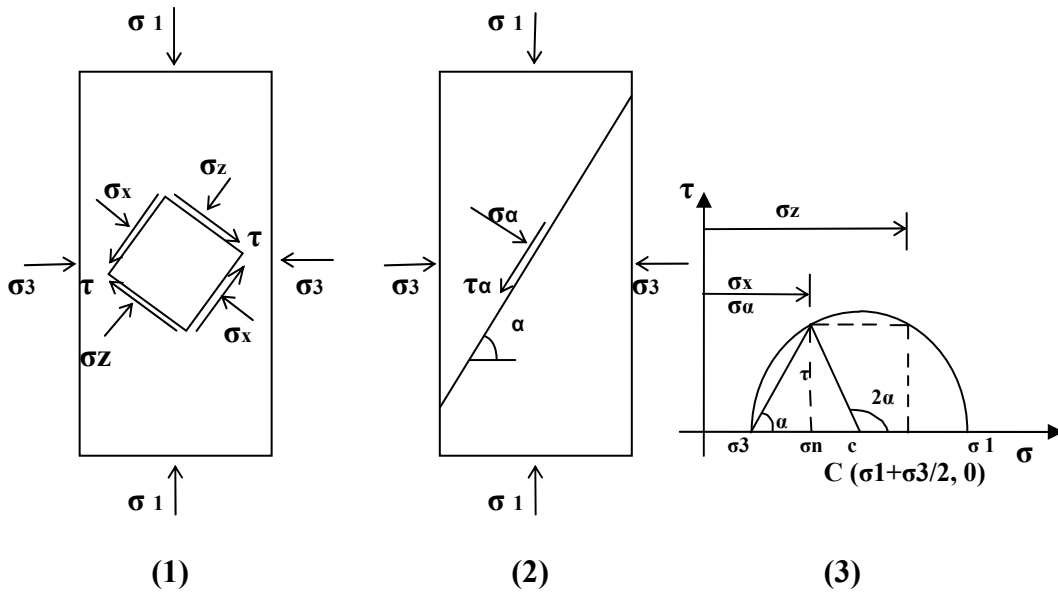


Figura 2.19. Esfuerzos actuantes sobre un elemento puntual del suelo. Fuente: Ugas F., Celso T. (1985).

Si  $\sigma_2 = \sigma_3$ , constituyen el esfuerzo principal menor  $\sigma_1$  el esfuerzo principal mayor, este estado de esfuerzos se puede representar mediante el Círculo de Esfuerzos de Mohr. Consideremos un elemento puntual de suelo sobre el que actúan los esfuerzos principales  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ , Figura 2.19. (1). Dado que  $\sigma_1 > \sigma_3$ , se produce una deformación por distorsión, movilizándose la resistencia al esfuerzo cortante, tal como se observa en el elemento interno inclinado  $\alpha$  grados. En la Figura 2.19. (2). se consideran los esfuerzos normal y tangencial que actúan en el plano inclinado.

Siendo  $\sigma_\alpha = \sigma_x$  y  $\tau_\alpha = \tau$ , en esta representación queda implícita la acción de  $\sigma_z$ . En (3) de la Figura 2.19., en un sistema cartesiano con esfuerzo normal ( $\sigma$ ) como eje de abscisas y, esfuerzo cortante ( $\tau$ ) como eje de las ordenadas, se representa el círculo de Mohr correspondiente a los esfuerzos  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  que actúan sobre el elemento del suelo.

Las siguientes relaciones permiten obtener de manera gráfica directa el plano inclinado  $\alpha$  en grados:

$$\alpha \left\{ \begin{array}{l} \sigma_x = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} * \cos(180 - 2 * \alpha) \\ \sigma_z = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} * \cos(180 - 2 * \alpha) \\ \tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} * \text{sen}(180 - 2 * \alpha) \end{array} \right. \quad (2.13)$$

Igualmente se pueden determinar los esfuerzos principales a partir de  $\sigma_x$ ,  $\sigma_z$  y  $\tau$  así:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (2.14.)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (2.15.)$$

Es lógico pensar que la ley de resistencia al esfuerzo cortante de Coulomb quede representada por una línea recta en el sistema de coordenadas  $\sigma$  vs.  $\tau$ . Un material fallará cuando sometido a un estado de esfuerzos principales  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ , éstos generen un Círculo de Mohr de falla, esto es, un círculo tangente a la ley de resistencia al esfuerzo cortante del material (Gráfico 2.6.).

En estas circunstancias se verifica que:

$$\alpha_f = 45^\circ + \phi/2 \quad (2.16.)$$

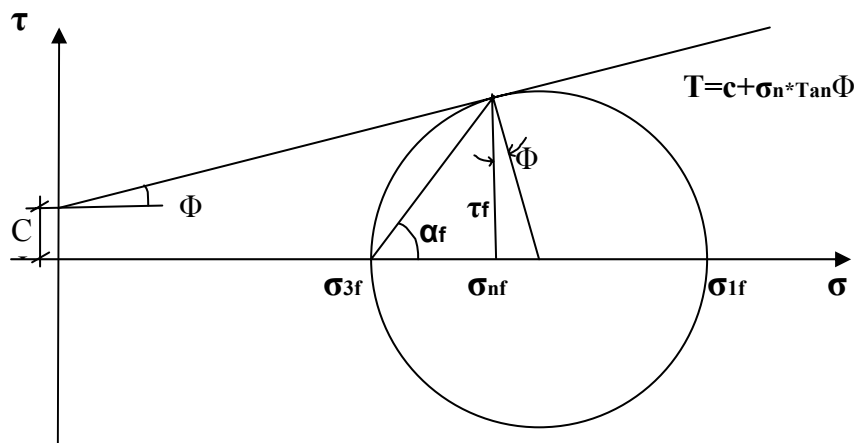


Gráfico 2.6. Círculo de Mohr de falla. Fuente: Casteletti, Isidro.

Para alcanzar la situación descrita en el Gráfico 2.6., procedemos según las etapas siguientes:

a.- Consideremos que se tiene una probeta de un suelo sujeta a un Estado Isotrópico de Esfuerzos, es decir, esfuerzos principales iguales  $\sigma_3$  (Figura 2.20.).

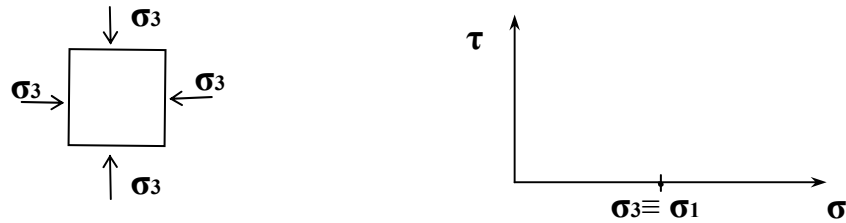


Figura 2.20. Estado Isotrópico de Esfuerzos. Fuente: Casteletti, Isidro.

La representación gráfica de este estado de esfuerzos en el sistema  $\sigma$  vs.  $\tau$  es un punto de abscisa  $\sigma_3$ , se genera una deformación volumétrica por consolidación si se permite el drenaje de agua o la expulsión de aire pero sin deformación por distorsión.

b.- Si a partir del estado isotrópico de esfuerzos anterior, se incrementa el esfuerzo vertical en  $\Delta\sigma$ , el círculo crece a los esfuerzos principales  $\sigma_3$  y  $\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma$  (Figura 2.21.).

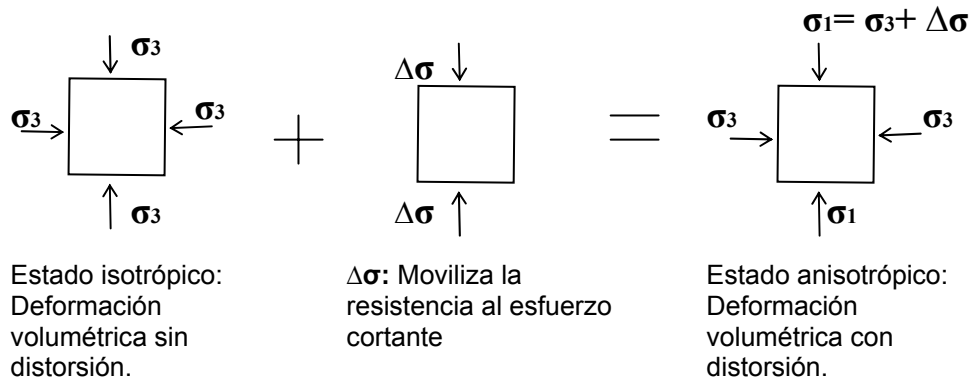


Figura 2.21. Incremento de los Esfuerzos Principales. Fuente: Casteletti, Isidro.

En estas condiciones es posible determinar el estado de esfuerzos de cualquier plano inclinado.

El incremento vertical de esfuerzo ( $\Delta\sigma$ ), que hace trabajar al material al esfuerzo cortante, se le llama esfuerzo desviador; en otros términos, es el esfuerzo que moviliza la resistencia al esfuerzo cortante en el suelo.

El esfuerzo desviador se puede hacer crecer hasta que produzca la falla del material. Se obtiene así, un círculo de esfuerzos tangente a la línea de resistencia, como se indica en el Gráfico 2.6. la falla se produce según un plano con inclinación  $(45^\circ + \phi/2)$  y los esfuerzos toman los siguientes valores en el plano de deslizamiento:

$$\sigma_{nf} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} * \text{sen}(\phi) \quad (2.17.)$$

$$\tau_f = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} * \text{cos}(\phi) \quad (2.18.)$$

Al esfuerzo  $\sigma_3$  se le denomina esfuerzo de confinamiento.

Para poder llevar las pruebas de resistencia al esfuerzo cortante en diferentes condiciones de esfuerzos de confinamiento, esfuerzos desviatorios y presiones de poro, se hace necesario el uso de un aparato adecuado denominado cámara de compresión triaxial.

#### 2.4.8. Determinación del esfuerzo cortante en el laboratorio.

La ecuación de Coulomb que caracteriza la resistencia al corte de los suelos emplea los valores de  $\phi$  y  $c$ , denominados parámetros de corte, que son de suma

importancia en los análisis de estabilidad de los suelos para prevenir el peligro de falla. Para determinarlos experimentalmente se utilizan ensayos, métodos y aparatos especiales.

Dependiendo de los planos de corte producidos por el tipo de aparato del ensayo de corte, los suelos pueden ser ensayados a corte sencillo, corte doble, corte torsional y corte punzonado (Figura 2.22.). Para Celso T. Ugas F. (1985) los ensayos más comunes son los de corte sencillo y se realiza por uno de los ensayos siguientes:

- 1) Corte simple
- 2) Corte directo
- 3) Compresión triaxial
- 4) Compresión no confinada

1) Ensayo de corte simple. Se coloca una muestra de forma cilíndrica en una membrana de goma, reforzada por medio de una espiral de hilo de constantán, sometándose luego a una deformación de corte simple; ya que al ser las tensiones las mismas sobre cualquier plano horizontal también lo serán las deformaciones. En este ensayo se elimina el rozamiento con las paredes al aplicar el esfuerzo vertical.

2) Ensayo de corte directo. La muestra de suelo se coloca en una caja, dividida en dos partes por un plano de simetría horizontal. Las dos mitades se mantienen unidas por medio de la muestra sometida a un esfuerzo normal constante  $\sigma$ .

La mitad inferior se mantiene fija y la mitad superior se desplaza horizontalmente aplicado un esfuerzo  $\tau$ , el cual se incrementa hasta producir la rotura. Durante el proceso se miden los desplazamientos horizontales y verticales que sufre la muestra.



3) Ensayo de compresión triaxial. Una muestra de suelo, de forma cilíndrica, se carga hasta la rotura a lo largo de su eje longitudinal, bajo la acción simultánea de una presión de confinamiento sobre su superficie lateral.

4) Ensayo de compresión uniaxial (Compresión no confinada o simple). Una muestra de suelo, de forma cilíndrica, se carga hasta la rotura a lo largo de su eje longitudinal. Sin restricción de la deformación lateral.

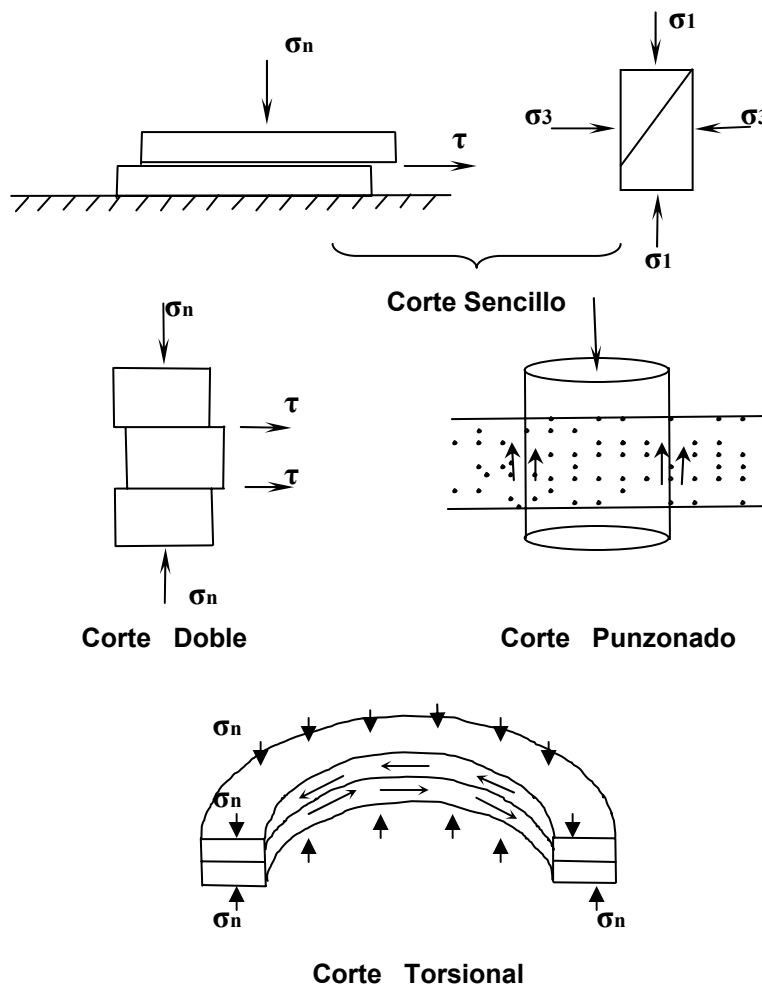


Figura 2.22. Tipos de ensayos de corte en suelos de acuerdo al aparato. Fuente: Ugas F., Celso T. (1985).

Otro de los ensayos mencionados, más común en Europa que en los Estados Unidos, es el corte torsional en el cual una columna circular del suelo es sometida a un momento de torsión.

El momento se aplica normalmente por medio de un disco en la parte superior o inferior; el disco usualmente tiene pestañas para ayudar a prevenir el deslizamiento entre él y el suelo. Si se desea, una presión lateral puede ser aplicada a la muestra durante el ensayo.

La ventaja principal del ensayo de corte torsional sobre los de corte sencillo es que la sección transversal de la muestra se mantiene constante durante el corte. En el corte sencillo, la muestra es frecuentemente mal deformada en la falla final. Esta distorsión causa esfuerzos y deformaciones no uniformes dentro del suelo, y a menudo hace difícil medir con precisión el área efectiva de la superficie de falla; por lo tanto, la medida más confiable de la resistencia final de un suelo al corte, puede ser obtenida probablemente del ensayo de corte torsional. Esta ventaja, sin embargo, es más decisiva por el hecho que el desplazamiento de corte varía con el radio de la muestra, exagerando así la falla progresiva. Este efecto se reduce un poco si se emplea una muestra de suelo de forma anular en lugar de un cilindro compacto.

El ensayo de corte directo y sin duda el ensayo triaxial son superiores al ensayo torsional para ensayos normales de laboratorio. Sin embargo el ensayo de corte directo y triaxial poseen ventajas entre sí, las cuales se resaltan a continuación:

#### **2.4.9. Ventajas entre el ensayo de corte directo y la compresión triaxial.**

Las ventajas del ensayo triaxial sobre el ensayo de corte directo son:

- 1) La muestra no es forzada a inducir la falla sobre una superficie determinada.

- 2) Los efectos de la falla progresiva son más pequeños en el triaxial.
- 3) La medición de los cambios de volumen en la muestra es más precisa en el triaxial.
- 4) El estado de esfuerzos completo es conocido en todas las etapas durante el ensayo triaxial, pues los esfuerzos normales y tangenciales sobre los planos horizontal y vertical son conocidos.
- 5) El aparato triaxial es más ajustable a requerimientos especiales pues permite controlar a voluntad las condiciones de drenaje y esfuerzo sobre la muestra.
- 6) La prueba triaxial puede revelar una superficie débil relacionada a alguna característica natural de la estructura del suelo.
- 7) Las tensiones aplicadas en pruebas de compresión en laboratorio, son una aproximación de aquellas que ocurren en situ.
- 8) Las tensiones aplicadas son las tensiones principales y es posible realizar un estrecho control sobre las tensiones y las deformaciones.
- 9) Las condiciones de drenaje pueden ser controladas y es posible una gran variedad de condiciones de prueba.

Las ventajas del ensayo de corte directo son:

- 1) El principio básico es fácilmente comprensible.
- 2) El ensayo es relativamente rápido y fácil de llevar a cabo.

- 3) La preparación de la muestra no es complicada.
- 4) El aparato de corte directo es más simple y más rápido para operar.
- 5) Puede aplicarse a suelos granulares y otros materiales que contienen grandes partículas que serían muy caras de ensayar por otros medios.
- 6) El tamaño de las muestras hace que efectuar ensayos consolidados no drenados y consolidados drenados no requiere demasiado tiempo, pues el tiempo de drenaje es bastante corto aún para materiales con bajo coeficiente de permeabilidad, debido a que el camino de drenaje es muy pequeño.
- 7) Puede medirse el ángulo de fricción entre suelo y roca, o entre suelo y otros materiales.
- 8) El ensayo Triaxial es, relativamente, mucho más difícil de ejecutar e interpretar, especialmente si se toman medidas de presión de poros.
- 9) La máquina de corte directo es mucho más adaptable a los equipos electrónicos de medición, de forma que no se requiera la presencia continua de un operario para efectuar ensayos consolidados- drenados, que puedan durar varios días.
- 10) Se ha encontrado que los parámetros de suelo  $\tau$  y  $c$  obtenidos por el método de corte directo son casi tan confiable como los valores triaxiales.

En el ensayo de corte en el laboratorio las condiciones de esfuerzo y deformación son entendidas y controladas, la rapidez y simplicidad del ensayo

justifican su continuado uso en ensayos de suelos no cohesivos; en este razonamiento se basa la preferencia del ensayo triaxial sobre el ensayo de corte directo. Los ensayos de corte están íntimamente relacionados con la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, y siendo éste un tema de tanta importancia dentro de la Mecánica de Suelos, se considera que merece un tratamiento especial.

#### **2.4.10. Tipos de ensayo de corte.**

Los ensayos de corte pueden realizarse controlando la fuerza aplicada o las deformaciones producidas, la rotura sigue entonces uno de los dos ensayos siguientes, según el caso:

*Ensayos de esfuerzos controlados.* La fuerza de corte se aplica a velocidad constante o incrementándola por etapas y se miden los desplazamientos correspondientes. Este procedimiento es preferible para realizar ensayos a velocidad muy lenta, ya que es posible mantener una carga constante por cualquier período de tiempo deseado; además las cargas pueden ser aplicadas convenientemente y removidas rápidamente.

Durante el ensayo no puede obtenerse la carga o esfuerzo de rotura, porque la máxima resistencia es excedida después de que se le aplica un desplazamiento excesivo. Este tipo de ensayo se usa para la mayoría de los propósitos prácticos en ingeniería de Suelos.

*Ensayo de deformaciones controladas.* Se deforma la muestra a velocidad constante y se miden los esfuerzos resultantes correspondientes. En este caso es posible medir la resistencia máxima y esfuerzos después de la rotura. Este tipo de ensayo se emplea principalmente en investigaciones, pero también puede ser usado para resolver problemas prácticos.

El ensayo de corte debe seguir un procedimiento tal que permita el comportamiento más representativo del prototipo en el modelo. El método de ensayo deberá simular las condiciones naturales tan similares como sea posible. Dos condiciones importantes que deben tener similitud son:

- 1) La velocidad de corte y
- 2) Las condiciones de drenaje de la probeta.

Dependiendo de la velocidad con que se produce el corte los ensayos pueden ser rápidos o lentos y según las condiciones de drenaje se considera que el sistema puede ser abierto o cerrado, es decir *drenado* y *no drenado* respectivamente.

*Ensayo Drenado.* Se permite la salida del agua de los poros, mediante el aumento de la presión sobre el contorno de la probeta. En este caso la presión neutra será disipada ( $u = 0$ ) y se dice que el sistema es abierto. Aquí los parámetros de corte se califican como efectivos.

$$\tau = \bar{c} + (\sigma - u) * Tg\bar{\phi} \quad (2.19.)$$

*Ensayo no Drenado.* La muestra no puede desalojar agua de los poros. Se desarrolla entonces una presión neutra positiva o negativa ( $u \neq 0$ ) y en este caso decimos que el sistema es cerrado. Si medimos  $u$  los parámetros obtenidos serán efectivos, si no se mide  $u$  los parámetros de corte se expresarán en función de esfuerzos totales y se califican de aparentes.

$$\tau = c + \sigma * Tg\phi \quad (\text{si no se mide } u) \quad (2.20.)$$

Los parámetros efectivos  $\bar{c}$  y  $\bar{\phi}$  son constantes para un suelo, mientras que los aparentes  $c$  y  $\phi$  dependen de  $u$  y en consecuencia del proceso de corte.

Hay tres formas usuales para realizar el ensayo de corte, designadas según las condiciones de drenaje, es decir, el sistema es cerrado y puede medirse la presión de poros ( $u$ ). Se le llama también ensayo rápido.

*Ensayo no consolidado - no drenado (UU)*. El suelo es ensayado inmediatamente después que la carga normal ( $\sigma_1$ ) es aplicada; por ello el suelo no se consolida. No se permite el drenaje, es decir, el sistema es cerrado y puede medirse la presión de poros ( $u$ ). Se le llama también ensayo rápido.

*Ensayo consolidado- no drenado (CU)*. Se llega a la consolidación completa bajo la carga normal ( $\sigma_3$ ) (Ensayo Triaxial). Antes de iniciar el propio ensayo de corte y después, se aplica la fuerza tangencial (Ensayo Directo) o se incrementa ( $\sigma_1$ ) (Ensayo Triaxial) hasta la rotura rápida. El drenaje en este caso tampoco es permitido, por lo tanto, el sistema es cerrado y  $u \neq 0$ . También se le conoce como ensayo rápido-consolidado.

*Ensayo Consolidado – Drenado (CD)*. En este caso la muestra es consolidada completamente bajo la carga normal ( $\sigma_1$ ), luego se aplica la fuerza de corte ( $\sigma_3$ ) lentamente y con drenaje, lo cual permite que se disipe todo el exceso de presión hidrostática ( $u$ ) al deformarse por consolidación adicional. Se requieren varias semanas para realizar un ensayo de este tipo, al cual también se le conoce como ensayo lento.

## **2.5. Análisis del Factor de Seguridad en Taludes, considerando Falla Planar.**

Como se sabe, los taludes pueden experimentar fallas en forma repentina debido a cambios en la topografía, movimientos sísmicos, flujos de agua subterráneos, variaciones en la capacidad de resistencia del suelo, procesos de meteorización o por factores antrópicos y / o naturales que modifiquen su estado de plena estabilidad. En el deslizamiento traslacional plano el bloque se desliza a lo

largo de una superficie de falla de directriz plana o casi plana y es la más simple de las formas de fallas propias de un talud (Figuras 2.14. y 2.15.).

El Ingeniero Roberto Ucar Navarro ha desarrollado una expresión analítica en Curso sobre “Análisis del Factor de Seguridad y Diseño de Anclajes en Taludes considerando Falla Planar”, al minimizar el Factor de seguridad (FS) con la aplicación conjunta de las ecuaciones de equilibrio (límite) y el criterio de falla Mohr - Coulomb, con la que se determina la inclinación más crítica de la superficie potencial de deslizamiento traslacional plano. Simultáneamente, se analiza la estabilidad del talud considerando la fuerza sísmica y el efecto de la presión intersticial actuando sobre un plano de discontinuidad.

Con el uso de gráficos, se pueden representar la variación del Factor de Seguridad (FS) en función de los parámetros más influyentes en el cálculo de la estabilidad del talud ( $\gamma_d, \beta, H$ ).

Las condiciones geométricas para la ocurrencia de la falla son las siguientes (Figura 2.23.):

a)  $\phi < \alpha < \beta$ ; donde:

$\alpha$  ...Ángulo que forma el plano de falla con la horizontal (Buzamiento de la discontinuidad)

$\beta$ ... Inclinación de la cara del talud con la horizontal

$\phi = \phi_j$  ...Ángulo de fricción interna del macizo rocoso en la superficie de deslizamiento.

b) El plano de falla debe tener un rumbo aproximadamente paralelo ( $\pm 20^\circ$ ) con relación al plano del talud.



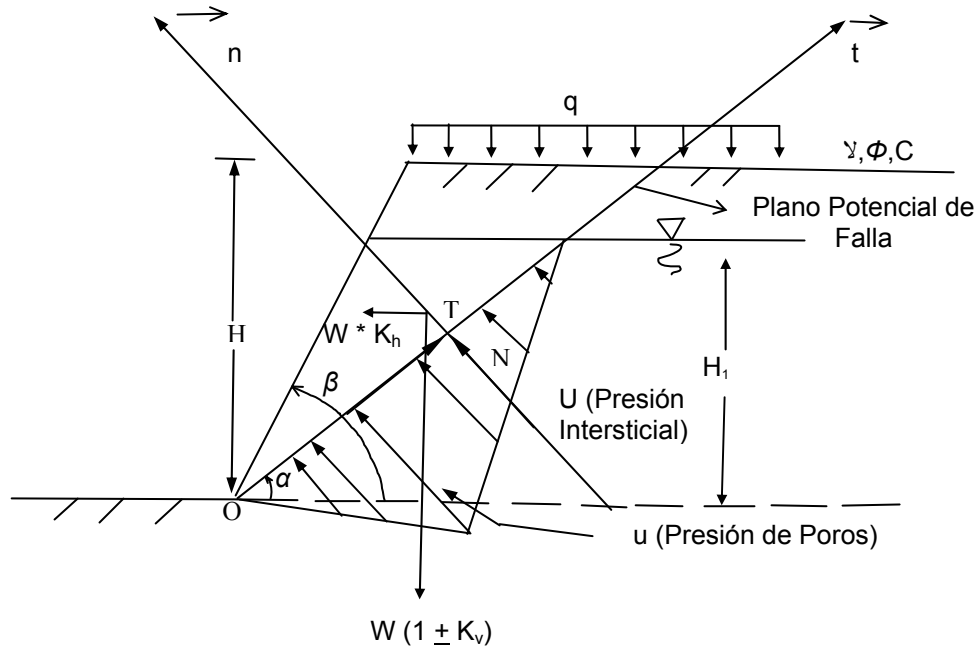


Figura 2.23. Geometría del talud mostrando las fuerzas y el plano potencial de deslizamiento (Método Bidimensional). Fuente: Curso sobre “Análisis del Factor de Seguridad y Diseño de Anclajes en Taludes considerando Falla Plana” (2000).

En el mencionado análisis, no se ha tomado en cuenta el efecto del volcamiento (no hay momentos que generen rotación del bloque), se considera que todas las fuerzas pasan por el centro de gravedad de la cuña potencial de falla. En este sentido, el Ingeniero Roberto Ucar Navarro (Curso sobre “Análisis del Factor de Seguridad y Diseño de Anclajes en Taludes considerando Falla Planar”. 2000.) hace referencia a Hoek, E. y J.W. Bray, quienes estiman que el error es pequeño al ignorar los momentos, sin embargo recomiendan que para planos con buzamientos elevados, se deberá aplicar la condición de momentos. Además debe cumplirse que las partículas de suelo o roca deben tener un tamaño muy pequeño en comparación con las dimensiones del talud.

De acuerdo al desarrollo analítico de deslizamiento traslacional plano realizado por el Ingeniero Roberto Ucar Navarro (Curso sobre “Análisis del Factor de

Seguridad y Diseño de Anclajes en Taludes considerando Falla Planar”, 2000.) los parámetros y ecuaciones involucrados para determinar el (FS) se resumen a continuación:

$$k = \left[ k_h^2 + (1 + k_v)^2 \right]^{1/2} \quad (2.21.) \quad R = W_T \cdot k \quad (2.22.)$$

$$\psi_1 = \frac{\gamma_w \cdot H_1^2}{2} \quad (2.23.) \quad W_T = \left[ \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}\beta \cdot \text{sen}\alpha} \right] \cdot \psi \quad (2.24.)$$

$$k_1 = \frac{\psi_1}{k \cdot \psi} \quad (2.25.) \quad \psi = \left\{ \frac{\gamma_{sat}}{2} H_1^2 + \frac{1}{2} (H^2 - H_1^2) \gamma + q \cdot H \right\} \quad (2.26.)$$

$$k_2 = \frac{C \cdot H}{\psi \cdot k} \text{sen}\beta \quad (2.27.) \quad \tan \varepsilon = \frac{k_h}{(1 + k_v)} \quad (2.28.)$$

En donde:

$\beta$  ... Inclinación del talud.

$\alpha$  ... Ángulo del plano potencial de falla.

$H_1$ ... Altura del nivel freático.

$\gamma_w$ ... Peso Unitario del Agua.

$\gamma_{sat}$  ... Peso Unitario Suelo Saturado.

$\gamma$  ... Peso Unitario del Suelo.

$H$ ... Altura del Terraplén.

$q$ ... Sobrecarga.

$C$ ... Cohesión.

$\varepsilon$  ... Epsilon.

$k_h$  ... Coeficiente sísmico horizontal.

$k_v$  ... Coeficiente sísmico vertical (negativo cuando la fuerza sísmica es hacia arriba).

La ecuación de factor de seguridad (FS) resultante es:

$$FS = \frac{k_2}{\text{sen}(\beta - \alpha) \cdot \text{sen}(\alpha + \varepsilon)} + \frac{\tan \phi}{\tan(\alpha + \varepsilon)} - k_1 \tan \phi \frac{\sec \alpha}{\text{sen}(\alpha + \varepsilon)} \quad (2.29.)$$

El mínimo factor de seguridad se tendrá al considerar  $\frac{\partial FS}{\partial \alpha} = 0$ , resultando la siguiente ecuación:

$$\frac{k_2 * \text{sen}(\beta - 2\alpha - \varepsilon)}{\text{sen}^2(\beta - \alpha)} + \tan \phi - k_1 * \tan \phi * \sec^2 \alpha * \cos(2\alpha + \varepsilon) = 0 \quad (2.30.)$$

## **CAPÍTULO III**

### **MARCO METODOLÓGICO**

En este trabajo se pretende presentar una alternativa que, desde el punto de vista económico y factible, represente para la Asociación Civil Salto Ángel menos gastos de inversión en el proyecto general del urbanismo, el cual requiere la construcción de un terraplén de gran altura, ya que debido a la topografía natural del terreno, es necesario realizar un movimiento de tierra de volumen considerable, y se necesita hacer la evaluación del material de sitio para así determinar si es posible su uso como material de préstamo en la construcción del terraplén y a la vez realizar los análisis de sensibilidad para definir las pendientes del terraplén.

En vista de que este trabajo tiene como alcance presentar una alternativa geotécnicamente adecuada para el diseño de un Terraplén de aproximadamente 30 metros de altura con materiales del sitio, se plantearon los siguientes procedimientos a realizar paso a paso:

- 3.1. Revisión del Anteproyecto del urbanismo y de la información del sitio.
- 3.2. Revisión bibliográfica de la temática.
- 3.3. Programación de las actividades.
- 3.4. Ejecución sistemática del programa de actividades.
- 3.5. Interpretación de los resultados.
- 3.6. Conclusiones y recomendaciones.

#### **3.1. Revisión del Anteproyecto del urbanismo y de la información del sitio.**

Se revisó el Anteproyecto; se obtuvo detalles de la geología del lote de terreno destinado para el urbanismo y los requerimientos constructivos (Anexo 2.) para lograr la ejecución del mismo.

### **3.2. Revisión bibliográfica de la temática.**

Se estableció y revisó la bibliografía a consultar, relacionada con el trabajo a realizar, con los tutores del Trabajo Especial de Grado.

### **3.3. Programación de las actividades.**

Acorde con lo sugerido por el Ingeniero Felipe Pérez Guzmán, Tutor de nuestra Tesis de Grado y Jefe del Departamento de Ingeniería Geodésica y Agrimensura de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela, y el Ingeniero Wagdi Naime, Cotutor de este Trabajo Especial de Grado y Jefe del Departamento de Ingeniería Vial de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela, se organizó el plan a ejecutar para la realización de las actividades, es decir, fijar los ensayos de laboratorio y la cantidad a realizar para determinar los parámetros de diseño, la cantidad de material representativo requerido para tales ensayos (poco más de 100 kilogramos) y la redacción de la carta para la solicitud de las instalaciones del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (I.M.M.E.) para realizar los ensayos.

Como estudiantes pertenecientes a la escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la ilustre Universidad Central de Venezuela, solicitamos vía escrita al Profesor Ingeniero Ricardo Bonilla, director del I.M.M.E., el uso de sus instalaciones y equipos en la realización de los ensayos de laboratorio requeridos para nuestra investigación bajo el cuidado y supervisión de los técnicos pertenecientes a la sección de Laboratorio de Suelos, alegando el carácter social de este Trabajo Especial de Grado, sin eximir la colaboración de aquellos técnicos y personal pertenecientes a las otras áreas que se encuentran en el Instituto. Se recibió una respuesta oportuna y satisfactoria por parte del Instituto, quien de forma amable desinteresada decidió a brindar el apoyo a este Trabajo Especial de Grado y por consiguiente a la comunidad.

**3.4. Ejecución sistemática del programa de actividades.**

A continuación se presenta el cronograma de actividades (Tabla 3.1.):

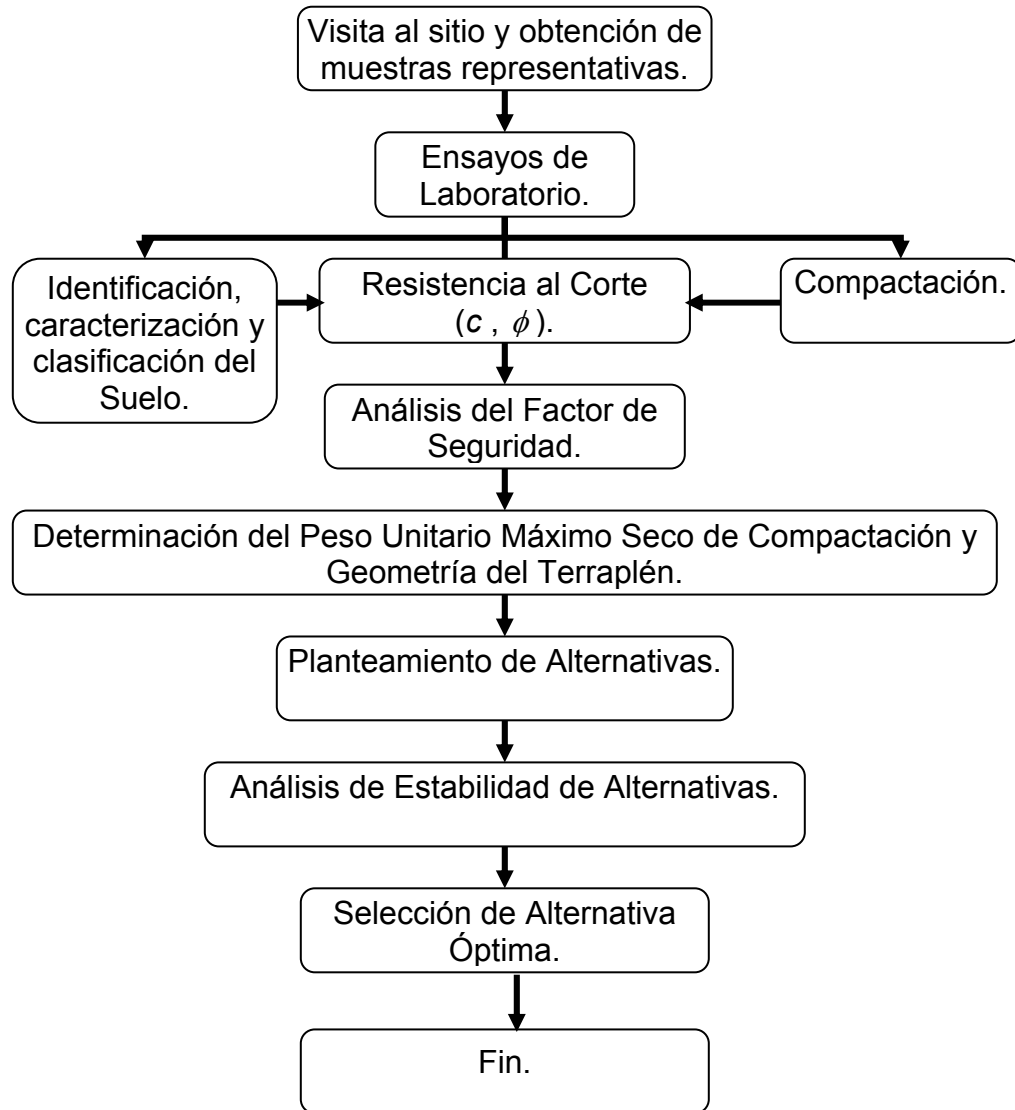


Tabla 3.1. Algoritmo de cronograma de actividades.

### 3.4.1. Visita al sitio y obtención de muestras representativas.

El planteamiento del uso del material de sitio para la construcción del terraplén, implica la toma de muestras en el terreno ubicado en el Sector de Lagunetica en Los Teques del Estado Miranda y su posterior traslado hasta las instalaciones del I.M.M.E. en la Ciudad Universitaria en Los Chaguaramos.

La toma de muestras representativas del material a utilizar se realizó luego de una exploración y reconocimiento previo del terreno en cuestión, guiada por el Ingeniero Felipe Pérez Guzmán quien es conocedor del sector y mantiene contacto frecuente con la comunidad interesada.

Ya parte del terreno se había removido en una primera etapa del proyecto para la generación de las rutas de acceso pero se detuvo por problemas relacionados a ámbitos legales. Para el momento de la toma de muestras según nuestro cronograma ya había capa vegetal en dichas zonas.



Foto 3.1. Toma de muestras representativas.



Foto 3.2. Colocación de muestras identificadas en el laboratorio.

El Ingeniero nos indicó las zonas de las cuales se tenía estipulado la remoción del material para su posterior uso y, de acuerdo a las limitaciones del terreno debido a la vegetación, su criterio y experiencia, señaló y fijó zonas que se encontraban relativamente a igual distancia para la recolección. Se tomaron, en aquellas de más fácil acceso, aproximadamente unos 100 kilogramos de muestra a través de procesos de cuarteo. El material se colocó en diferentes sacos sellados e identificados, utilizando pala, sacos de polietileno y cinta adhesiva (Ver Foto 3.1.). Las muestras fueron trasladadas el mismo día al I.M.M.E (Ver Foto 3.2.).

### **3.4.2. Ensayos de Laboratorio.**

#### **3.4.2.1. Identificación, caracterización y clasificación de los Suelos.**

##### **3.4.2.1.1. Identificación de los Suelos (Procedimiento Visual–Manual).**

Una vez trasladadas las muestras al Laboratorio de Asfalto del I.M.M.E. en la U.C.V. se realizó la identificación del suelo por procedimiento visual según Norma A.S.T.M.<sup>1</sup> D2488, tomando como referencia bibliográfica la guía de Ensayos de Laboratorio en Mecánica de Suelos Discusión-Evaluación y Procedimiento por Celso T. Ugas F. (1985). Esta actividad se realizó bajo la supervisión y colaboración del Ingeniero Sergio Rodríguez, laboratorista y técnico del I.M.M.E.

Cabe destacar que debido a la constante demanda por parte de organismos privados y públicos, incluso de la misma Universidad, de los servicios del I.M.M.E. siempre se encuentran distintos tipos de materiales, muestras y ensayos, tanto en las instalaciones de los distintos laboratorios como en las áreas externas e internas de la nave norte del instituto. Por esto se hizo necesaria la identificación de todos aquellos materiales, muestras, ensayos, implementos y equipos en uso para todos y cada uno de los ensayos.

---

<sup>1</sup> American Society for Testing and Materials.



**3.4.2.1.2. Contenido de Humedad.**

Se realizó el ensayo de contenido de humedad natural secado al horno según Norma A.S.T.M. D2216 con la colaboración del Ingeniero Sergio Rodríguez, siguiendo la guía de Ensayos de Laboratorio en Mecánica de Suelos (Ugas F., Celso Tulio 1985.) (Anexo 3.). Podemos definir que el contenido de humedad ( $\omega$ ) es el peso del agua ( $W_\omega$ ) sobre el peso de los sólidos ( $W_s$ ), es decir, peso suelo húmedo menos peso suelo seco sobre peso suelo seco, expresado en porcentaje. Se tomaron 7 muestras de distintos sacos del material del sitio y se les realizó el ensayo pesando la muestra de suelo húmedo tal como llegó de la zona donde se sacó ( $W_h$ ), en taras distintas ya pesadas ( $t$ ) y luego se secó a  $105 \pm 5^\circ$  C durante 24 horas en el horno y se tomó de nuevo el peso ( $W_s + t$ ) obteniendo los resultados respectivos y registrándolos en una planilla realizada en formato Excel (Anexo 4.) a partir del uso de las fórmulas siguientes:

$$W_\omega = (W_h + t) - (W_s + t) = W_h - W_s \quad (3.1.)$$

y

$$W_s = (W_s + t) - t \quad (3.2.)$$

luego:

$$\omega = \frac{W_\omega}{W_s} \times 100 \quad (3.3.)$$

La determinación del contenido de humedad natural nos permite saber las condiciones del terreno en su estado natural en sitio y además de que tanto espacio vacío tiene después de evaluar los resultados de otras pruebas. Para el resto de los ensayos a realizar se tomó esta data como referencia.

**3.4.2.1.3. Peso Específico o Gravedad Específica.**

Otra propiedad característica que se debe conocer del suelo es la gravedad específica o peso específico ( $G_s$ ), definido como el peso unitario de las partículas sólidas del suelo dividido entre el peso unitario del agua destilada a la temperatura referencial de 4 grados centígrados. El ensayo se realizó de acuerdo a la Norma A.S.T.M. D854, siguiendo la guía de Ensayos de Laboratorio en Mecánica de Suelos (Ugas F., Celso Tulio 1985.) (Anexo 5.) bajo la supervisión y asesoramiento del Ingeniero Leonel Rodríguez, laboratorista del I.M.M.E. Se preparó una muestra de 50 gramos de suelo secado a  $105 \pm 5^\circ \text{C}$  durante 24 horas en el horno pasante por el tamiz N° 40 A.S.T.M. ( $W_s$ ), que se dejó por 12 horas remojando en agua destilada. Usamos un picnómetro ya pesado, calibrado, identificado, vacío, limpio y seco; se le agregó la mezcla de suelo y agua preparada, luego se le agregó agua destilada hasta la mitad. Después se sacó todo el aire de la mezcla de agua y suelo, lo que se hizo colocando al baño de María el matraz con el suelo y agitándolo constantemente (Ver Foto 3.3.), y luego colocándolo en una bomba de vacío (Ver Foto 3.4.), repitiendo este ciclo por varias horas, hasta que el aire había salido completamente. Luego se dejó enfriar y se enrasó la cantidad de agua que faltaba para llegar a la línea de aforo, y se saca el aire nuevamente, si es necesario. Luego de tener el matraz con la cantidad de agua especificada secando el exterior y el interior del cuello del mismo, se procedió a pesar el matraz ( $W_1$ ) y a tomar la temperatura ( $t$ ) al agua que contenía. De la curva de calibración del picnómetro se obtuvo el peso del picnómetro más agua a esa temperatura ( $W_2$ ). Los resultados obtenidos del ensayo se registraron en una hoja diseñada bajo formato Excel. (Anexo 6.) a partir de los cálculos realizados con la fórmula siguiente:

$$G_s = \frac{W_s}{W_s + W_2 - W_1} \cdot G_{\omega T} \quad (\text{adimensional}) \quad (3.4.)$$

Donde  $G_{\omega T}$  es el peso específico del agua, o del líquido empleado a la temperatura  $t$ . Este valor se obtiene de la ecuación:

$$G_{oT} = - 0.0002 t + 1.005 \quad (3.5.)$$

Cabe destacar la importante participación y colaboración del Ingeniero Leonel Rodríguez en la realización de este ensayo, ya que el uso del equipo de bombeo o succión para obtener el vacío dentro del matraz requiere de conocimiento para su manipulación.



Foto 3.3. Colocación del Picnómetro en Baño de María



Foto 3.4. Succión del aire en el Picnómetro por bomba de vacío.

#### 3.4.2.1.4. Granulometría.

Otro parámetro que se debe determinar del material de suelo es su granulometría, lo que se estableció con la realización del ensayo de granulometría por tamizado según Norma A.S.T.M. D422, siguiendo la guía de Ensayos de Laboratorio en Mecánica de Suelos (Ugas F., Celso Tulio 1985.) (Anexo 7.), usando la tamizadora mecánica y disponiendo los tamices normalizados según Norma A.S.T.M. en orden según la Tabla 3.2.:

TAMIZ	3"	1 ½"	¾"	⅜"	N° 4	N° 10	N° 20	N° 40	N° 100	N° 200
ABERTURA (mm)	76.2	38.1	19.1	9.5	4.76	2.00	0.840	0.420	0.149	0.074

Tabla 3.2. Orden de tamices (Ensayo de granulometría por tamizado). Fuente: UGAS F., Celso Tulio (1985).

Debido a que la muestra era alterada (no guardaba las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno de donde procede) en una cantidad superior a los 100 kilogramos y se tomó en diferentes zonas, se realizó la mezcla de todo el material para hacer la muestra representativa por cuarteo, por sugerencia y experiencia de nuestro Cotutor. Se realizó el secado progresivo de todo el material de muestra (a  $105 \pm 5^\circ \text{C}$  durante 24 horas en el horno) para su posterior uso en el resto de los ensayos (Ver Foto 3.5.), y se guardó en bolsas selladas para evitar el contacto con la humedad (Ver Foto 3.6.). Hay que tener en cuenta al meter al horno un suelo, que el material que este compuesto no se disgregue con el calor, no se quemé, o en fin que no pierda peso el material sólido del que esta compuesto, para que los datos del peso del suelo seco sean los verdaderos.



Foto 3.5. Secado del material en horno.



Foto 3.6. Bolsas selladas con las muestras secadas al horno.

Se hizo el análisis granulométrico por lavado (Ver Foto 3.7.), se pesaron las fracciones retenidas en cada tamiz y se reflejaron los resultados graficando la curva granulométrica en escala logarítmica en una hoja diseñada bajo formato Excel (Anexo 8.).



Foto 3.7. Proceso de lavado.

La definición de la composición granulométrica del suelo permite tener conocimiento de qué tan uniforme es, además, en conjunto con la determinación de los límites de consistencia o Atterberg se logra tener la clasificación del material que se va utilizar.

#### **3.4.2.1.5. Límites de Consistencia o de Atterberg.**

La determinación de los límites de consistencia se realizó según Norma A.S.T.M. D4318 y siguiendo la guía de Ensayos de Laboratorio en Mecánica de Suelos (Ugas F., Celso Tulio 1985.) (Anexo 9.). El ensayo se realizó a partir de la preparación de aproximadamente 200 gramos de suelo seco (a  $105 \pm 5^\circ$  C durante 24 horas en el horno) pasante por el tamiz N° 40 A.S.T.M. agregando agua destilada

y amasando la mezcla hasta que se formó un pasta uniforme, suave y espesa. Esta se dejó en cámara húmeda por más de 12 horas para que se lograra humedad uniforme en la pasta.

Para la determinación del límite líquido es necesaria la utilización del aparato de A. Casagrande, en nuestro caso se utilizó el aparato automático de Casagrande (Ver Foto). La pasta se colocó siguiendo las pautas ya aprendidas en la cátedra de Mecánica de Suelos (Ver Foto 3.8.), se hizo la ranura con el ranurador del aparato de Casagrande, y el contador permitió registrar el número de caídas sin error, se anotó y se tomó parte de la muestra del platillo en el punto de unión de la pasta y se colocó en el horno para determinar el contenido de humedad (ensayo de contenido humedad A.S.T.M. D2216). Hubo de repetirse el ensayo hasta obtener 3 en los que el número de golpes necesarios para el cierre de la ranura estuviesen en los rangos de 10 a 20, 20 a 30 y 30 a 40. Los resultados se representaron en escala logarítmica en el eje de las abscisas el número de golpes y las ordenadas los porcentajes de humedad en escala aritmética en una hoja diseñada bajo formato Excel (Anexo 10.). Se trazó la recta de mejor ajuste y se obtuvo el límite líquido como el contenido de humedad para 25 golpes; se verificó que no hubiese una desviación superior al 3%  $\omega_L$  medida verticalmente del punto intermedio con la recta que une los extremos.

Para la determinación del límite plástico se utilizó una pequeña porción de la misma mezcla preparada y se prepararon rollos de aproximadamente 3 mm de espesor hasta que aparecieran grietas durante el amasado, se tomaron los trozos de suelo amasado y se pusieron en el horno para determinar la humedad según ensayo de contenido humedad A.S.T.M. D2216 (Ver Foto 3.9.). El límite plástico resulta del promedio de los valores de humedad determinados (mínimos dos); se comprobó que no diferían en más del 2 %.

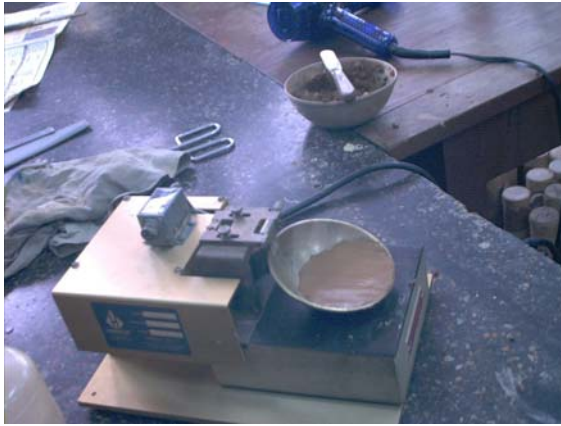


Foto 3.8. Aparato de Casagrande con la muestra a ensayar.



Foto 3.9. Muestras secadas para el límite plástico.

La ejecución de este se ensayo y el logro de las exigencias para su validez según la Norma, requieren de experiencia en la operación de los instrumentos, en la apreciación y en la técnica de amasado y colocación de la pasta en el aparato de Casagrande. El ensayo de determinación de los límites de consistencia fue repetido en dos oportunidades debido las causas siguientes:

- 1.- Se obtuvo una desviación superior al 3 % en la determinación del límite líquido.
- 2.- Para la clase de material de suelo que se está estudiando se obtuvo un límite líquido muy alto.

Para la repetición del ensayo se solicitó el apoyo y colaboración del Ingeniero y laboratorista Leonel Rodríguez, comprobando aquellos posibles errores y fallas cometidas durante la ejecución de los ensayos previos.

#### 3.4.2.1.6. Clasificación de Suelos.

Teniendo definidas las características del suelo, a partir de los resultados obtenidos en los ensayos anteriores, se realizó la clasificación del suelo según la Norma A.S.T.M. D2487 de acuerdo al criterio y simbología que establece el Sistema de Clasificación Unificada (S.C.U.) basándonos en el tamaño de las partículas, sus cantidades, variedad de tamaño y características de los granos finos según el anexo VII – A de Fundamentos de la Mecánica de Suelos Tomo 1. (Juárez B., Eulalio y Rico. 2001.) (Anexo 11.).

Se puede así tener una clasificación del suelo y una idea, no exacta sino aproximada, de cuál es el comportamiento característico de este tipo de material según estudios anteriores realizados por otros investigadores.

#### 3.4.2.2. Compactación.

La construcción del terraplén implica la compactación del material destinado para tal fin, con la utilización de cierto tipo de maquinaria que transmita la energía necesaria para lograr un grado de compactación óptimo que garantice, de acuerdo a los parámetros de diseño y propios del suelo, la estabilidad del terraplén para un factor de seguridad fijado. Los ensayos de laboratorio de compactación son métodos para reproducir en laboratorio las condiciones dadas de compactación en terreno. Para esto se fijan porcentajes de humedad teóricos (masa de agua) que mezclados con la cantidad de suelo empleado, y una vez compactados, simularán distintas condiciones del suelo, y así se podrán obtener los parámetros de peso unitario seco máximo o densidad máxima seca ( $\gamma_d$ ) y humedad óptima ( $\omega_{op}$  %) a partir de la curva de compactación definida. Para la determinación del grado de compactación a utilizar en la construcción del terraplén se realizaron los ensayos de compactación siguientes (Tablas 3.3., 3.4., 3.5. y 3.6.):



Proctor Normal o Estándar A.S.T.M. D698:

Variante	D
Diámetro del molde (pulgadas)	6
Material que pasa el tamiz $\phi$	$\frac{3}{4}$ "
Número de capas $n$	3
Número de Golpes por capa $N$	56
Peso del martillo (libras/kilogramos) $W_m$	5.5 / 2.5
Altura de caída (pulgadas/centímetros) $h$	12 / 30.5
Volumen del molde ( $\text{cm}^3$ ) $V$	2145

Tabla 3.3. Especificaciones Ensayo Proctor Normal o Estándar.

Proctor Modificado A.S.T.M. D1557:

Variante	D
Diámetro del molde (pulgadas)	6
Material que pasa el tamiz $\phi$	$\frac{3}{4}$ "
Número de capas $n$	5
Número de Golpes por capa $N$	56
Peso del martillo (libras/kilogramos) $W_m$	10 / 4.5
Altura de caída (pulgadas/centímetros) $h$	18 / 45.7
Volumen del molde ( $\text{cm}^3$ ) $V$	2145

Tabla 3.4. Especificaciones Ensayo Proctor Modificado.

Además se realizaron ensayos extras para determinar el comportamiento del material bajo energías de compactación distintas a las sugeridas por la norma. Estos ensayos extras tuvieron las siguientes especificaciones:

Proctor Modificado Energía Intermedia I:

Variante	D
Diámetro del molde (pulgadas)	6
Material que pasa el tamiz $\phi$	$\frac{3}{4}$ "
Número de capas $n$	3
Número de Golpes por capa $N$	56
Peso del martillo (libras/kilogramos) $W_m$	10 / 4.5
Altura de caída (pulgadas/centímetros) $h$	18 / 45.7
Volumen del molde ( $\text{cm}^3$ ) $V$	2145

Tabla 3.5. Especificaciones Ensayo Proctor Modificado Energía Intermedia I.

Proctor Modificado Energía Intermedia II:

Variante	D
Diámetro del molde (pulgadas)	6
Material que pasa el tamiz $\phi$	$\frac{3}{4}$ "
Número de capas $n$	4
Número de Golpes por capa $N$	40
Peso del martillo (libras/kilogramos) $W_m$	10 / 4.5
Altura de caída (pulgadas/centímetros) $h$	18 / 45.7
Volumen del molde ( $\text{cm}^3$ ) $V$	2145

Tabla 3.6. Especificaciones Ensayo Proctor Modificado Energía Intermedia II.

La preparación de las muestras a ensayar se realizó siguiendo la guía de Ensayos de Laboratorio en Mecánica de Suelos (Ugas F., Celso Tulio. 1985.) (Anexo 12.). Se pesó una cantidad superior a los 6 kilogramos de suelo pasante por el tamiz  $\frac{3}{4}$ " A.S.T.M., previamente secado a  $105 \pm 5^\circ \text{C}$  durante 24 horas en el horno, se mezcló la porción de suelo con agua para llevarla al contenido de humedad teórico deseado; para permitir que el contenido de humedad se distribuyera uniformemente en toda la muestra, se guardó las muestras de suelo preparado en bolsas cerradas durante 24 horas (Ver Foto 3.10.), pasado este tiempo, se realizó el ensayo.



Foto 3.10. Muestras preparadas para el ensayo de compactación Proctor.

Se colocó una fracción de suelo preparado dentro del molde, correspondiente al número de capas a colocar de acuerdo al tipo de ensayo Proctor (Estándar o Modificado), de manera tal que ocupase dicha fracción de la altura del molde más el collar, se compactó el material con el martillo y número de golpes correspondiente al tipo de ensayo Proctor (Estándar o Modificado) de manera distribuida y uniforme, se escarificó ligeramente la superficie compactada con la espátula antes de agregar una nueva capa, se repitió la operación hasta agregar el número de capas establecido, cuidando de que al compactar la última capa quedará un pequeño exceso de material por sobre el borde del molde, se retiró cuidadosamente el collar ajustado y enrasó la superficie del molde con una regla metálica. Se pesó el molde con el suelo y restó la masa del primero, obteniendo la masa del suelo compactado. Se retiró el material del molde con el gato hidráulico y extrajo una muestra representativa del suelo compactado de la parte superior, media e inferior, se colocó en el horno por 24 horas y se obtuvo la humedad y registró la humedad del suelo compactado. Se repitieron las operaciones anteriores, hasta que se obtuvo la curva de compactación con suficientes puntos que la definieran.

Para la obtención de la densidad máxima seca se siguieron los siguientes los pasos:

1. Se definieron las propiedades del molde:

$$\frac{\text{Peso molde (gr)}}{\text{Volumen molde (cm}^3\text{)}}$$

2. Se asignaron a las muestras diferentes humedades teóricas  $\omega$  (%).
3. Se compactó el suelo y se calculó lo siguiente:

$$\text{Peso suelo compacto + molde (gr)}$$

4. Se determinó el Peso del suelo Húmedo:

$$\text{Peso del suelo Húmedo (gr)} = \text{Peso suelo compacto + molde (gr)} - \text{Peso molde (gr)} \quad (3.6.)$$

5. Se calculó el Peso unitario Húmedo  $\gamma$ :

$$\gamma = \frac{\text{Peso del suelo Húmedo (gr)}}{\text{Volumen molde (cm}^3\text{)}} \quad (3.7.)$$

6. Se tomó una porción de la muestra ensayada y se le calculó el contenido de humedad  $\omega$  según Norma A.S.T.M. D2216:

$$\frac{\text{Peso cápsula (gr)}}{\text{Peso cápsula + suelo Húmedo (gr)} - \text{Peso cápsula + suelo Seco (gr)}}$$

$$\text{Humedad } (\omega)$$

$$\omega = \left[ \frac{\text{Peso cápsula + suelo Húmedo} - \text{Peso cápsula + suelo Seco}}{\text{Peso cápsula + suelo Seco}} \right] \times 100 (\%) \quad (3.8.)$$

7. Se calculó el peso unitario seco para cada muestra ensayada:

$$\text{Peso unitario Seco } \gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \omega} \quad (\text{gr/cm}^3) \quad (3.9.)$$

8. Se graficó la curva de compactación, Peso unitario seco  $\gamma_d$  vs. Contenido de humedad  $\omega$  (%)

9. Se determinó gráficamente Peso Unitario Máximo Seco  $\gamma_{d \text{ máx}}$  ( $\text{gr/cm}^3$ ) y la Humedad Óptima  $\omega_{op}$  (%) correspondiente al valor máximo de la curva de compactación.

10. Se complementaron los resultados con la realización de la curva de saturación, Densidad seca teórica ( $\gamma_d$ ) Vs. Contenido de humedad Teórica ( $\omega$  %) con la siguiente fórmula:

$$\text{Densidad seca teórica } \gamma_d = \frac{G_s}{1 + \frac{\omega}{100} \times G_s} \quad (3.10.)$$

Los ensayos de compactación Proctor Estándar fueron realizados manualmente con el martillo correspondiente según la norma A.S.T.M. D698, mientras que el ensayo Proctor Modificado A.S.T.M. D1557 fue realizado con el equipo automático de compactación (Ver Foto 3.11.). Los cálculos efectuados y los resultados obtenidos fueron registrados en una planilla realizada en formato Excel (Anexo 13.).



Foto 3.11. Compactación en máquina automática (Ensayo Proctor Modificado).

La curva de compactación posee una forma peculiar de campana, por lo que la tendencia de ésta generalmente es la misma, salvo ciertas diferencias en cuanto a su proximidad a la curva de saturación para contenidos de humedad altos o bien sea por el número de puntos preparados en la rama seca. Debido a ciertos errores en laboratorio la forma de la gráfica no resultó ser como se esperaba, por esto se realizó la repetición de aquellos puntos que generaban incongruencias en la curva de compactación e incluso del ensayo entero, en nuestro caso del ensayo Proctor Estándar.

#### **3.4.2.3. Resistencia al Corte ( $c$ , $\phi$ ).**

En este trabajo se contempló solamente la realización de ensayos de Corte Directo. En estos ensayos se puede reproducir cualquier condición de compactación deseada en base a las pruebas de compactación descritas anteriormente. De esta

manera podremos obtener la correlación entre los parámetros de Resistencia de la ecuación de Mohr – Coulomb ( $c$ ,  $\phi$ ) y el Peso Unitario Seco del suelo ( $\gamma_d$ ).

Para la determinación de los parámetros geotécnicos necesarios para el diseño del terraplén, el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) y la cohesión ( $c$ ), se realizó el ensayo de corte directo pre-consolidado drenado al material según Norma A.S.T.M. D3080 y tomando como bibliografía referencial el libro *Nociones de Mecánica de Suelos* (Casteletti, Isidro.) (Anexo 14.). Con la finalidad de obtener un estudio más completo del suelo se ensayaron muestras de suelo pasante del tamiz N° 4 A.S.T.M., preparado y colocado por compactación en un anillo de dimensiones y propiedades conocidas (radio, diámetro, área, altura, volumen, factor del anillo) de manera tal que se simularan las densidades máximas secas ( $\gamma_{d\text{ máx}}$ ) obtenidas en los ensayos Proctor Estándar y Proctor Modificado (Ver Foto 3.12.), sometiendo las mismas a esfuerzos normales ( $\sigma_1$ ) de  $0.50 \text{ kg/cm}^2$ ,  $1.00 \text{ kg/cm}^2$ ,  $1.50 \text{ kg/cm}^2$  y  $2.00 \text{ kg/cm}^2$  y cizallando la muestra drenada aplicando la fuerza de corte ( $\sigma_3$ ) (Ver Foto 3.13.), a velocidad constante. La data de: tiempo (min), desplazamiento horizontal (mm), lectura flexímetro vertical ( $\times 10^{-2}$  mm), lectura del anillo ( $\mu\text{m}$ ), fueron tomados a medida que avanzó el ensayo; se transfirieron a hojas de cálculo bajo formato Excel (Anexos 15., 16. y 17.) donde se calcularon:

$$\text{Área corregida } (A_c) \quad A_c = \pi \cdot r^2 - 2 \cdot r^2 \cdot \text{ArcSen}\left(\frac{xd}{2 \cdot r}\right) - \frac{xd \cdot \sqrt{4 \cdot r^2 - xd^2}}{2} \quad (3.11.)$$

$$\text{Deformación vertical } (\delta_v) \quad \delta_v = L_o - L_i \quad (3.12.)$$

$$\text{Carga aplicada } (P_i) \quad P_i = \text{Factor del anillo} \times l_i \quad (3.13.)$$

$$\text{Esfuerzo de corte } (\tau_i) \quad \tau_i = \frac{P_i}{A_c} \quad (3.14.)$$

En donde:

$\pi$	Constante Pi
$r$	Radio del cilindro
$xd$	Desplazamiento horizontal
$\delta_v$	Desplazamiento vertical
$L_o$	Lectura inicial flexímetro vertical
$L_i$	Lectura flexímetro vertical
$l_i$	Lectura del anillo



Foto 3.12. Colocación de la muestra preparada en el anillo antes de la compactación.



Foto 3.13. Muestra cizallada después del ensayo de Corte.

Se realizó el gráfico Esfuerzo Normal Vs. Esfuerzo cortante, se determinó la envolvente de falla y, a partir de ésta,  $\phi$  y  $c$ , tanto para la energía suministrada al suelo en el ensayo Proctor Estándar como en el Proctor Modificado.

A partir de los resultados obtenidos se seleccionó una densidad máxima seca correspondiente a una energía de compactación intermedia, tomando como



referencia las curvas de compactación ya determinadas en los ensayos realizados con anterioridad en este trabajo, para la realización de un tercer ensayo de corte directo. En este nuevo ensayo de corte se aplicaron esfuerzos normales ( $\sigma_1$ ) de  $1.00 \text{ kg/cm}^2$ ,  $1.50 \text{ kg/cm}^2$  y  $2.00 \text{ kg/cm}^2$  a la muestra. De igual manera los resultados fueron presentados en hojas de cálculo bajo el formato Excel (Anexo 18.).

Luego de la culminación de los ensayos de corte directo, la interpretación conjunta de los resultados hasta entonces obtenidos nos permitió definir ecuaciones de correlación entre  $\phi$  y  $\gamma_d$ , y entre  $c$  y  $\gamma_d$ . Estas correlaciones son utilizadas en el cálculo del Factor de Seguridad (F.S.).

### 3.4.3. Análisis del Factor de Seguridad.

Basado en los aspectos teóricos y analíticos referentes al Factor de Seguridad (FS) indicados en el capítulo anterior, se procedió a realizar un análisis de sensibilidad del FS.

Para la determinación del Factor de Seguridad (FS) del terraplén se diseñó un programa de cálculo considerando el mecanismo de falla planar, a partir de las ecuaciones presentadas en el Curso sobre “Análisis del Factor de Seguridad y Diseño de Anclajes en Taludes considerando Falla Planar” por el Ingeniero Roberto Ucar Navarro (2000).

El programa se corrió variando los parámetros de diseño: la inclinación de la cara del talud ( $\beta$ ) y la altura del mismo (H) bajo las siguientes condiciones: a) Con nivel freático, sin carga por sismo y b) Con sismo, sin nivel freático; hasta que se logró un Factor de Seguridad que garantizara la estabilidad del terraplén.

**3.4.4. Determinación del Peso Unitario Máximo Seco de Compactación y Geometría del Terraplén.**

Para este Factor de Seguridad obtenido, se tiene un valor asociado de los parámetros  $\gamma_d$ ,  $\beta$  y H, los cuales se tomaron como base para el diseño del terraplén. Por lo que se determinó así, además del grado de compactación, la geometría del terraplén a construirse.

**3.4.5. Planteamiento de Alternativas.**

Con la finalidad de aumentar el Factor de Seguridad obtenido con los parámetros determinados ( $\gamma_d$ ,  $\beta$  y H), se hizo el modelo de tres propuestas del posible diseño estructural a implementar en el terraplén a construirse con la aplicación de alternativas técnicas distintas (Figuras 3.1., 3.2., 3.3.), manteniendo constantes los parámetros señalados anteriormente.

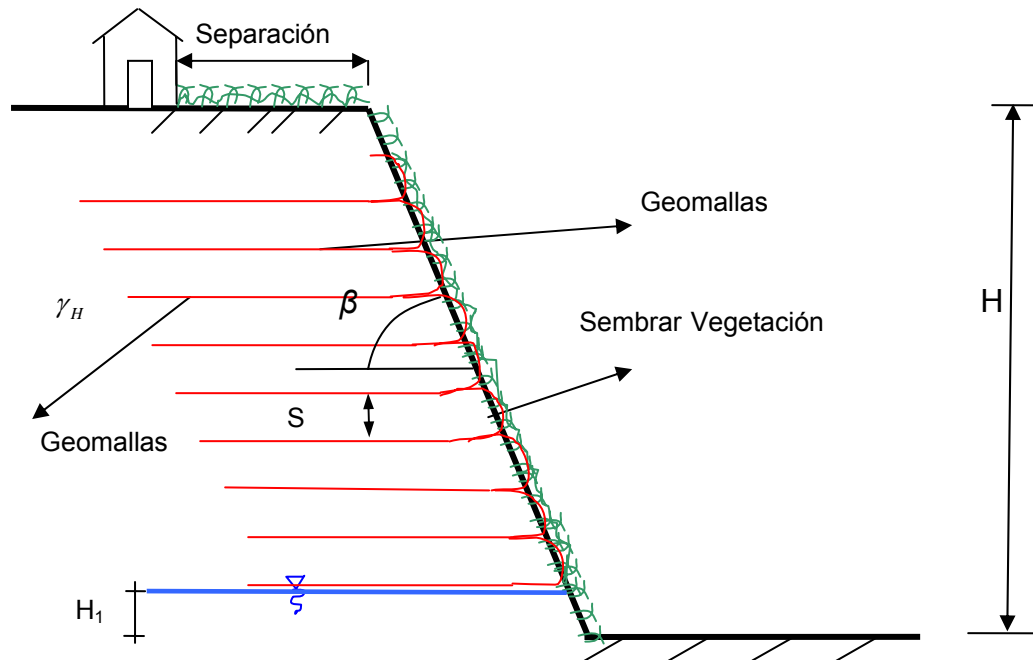


Figura 3.1. Uso de Geomallas.

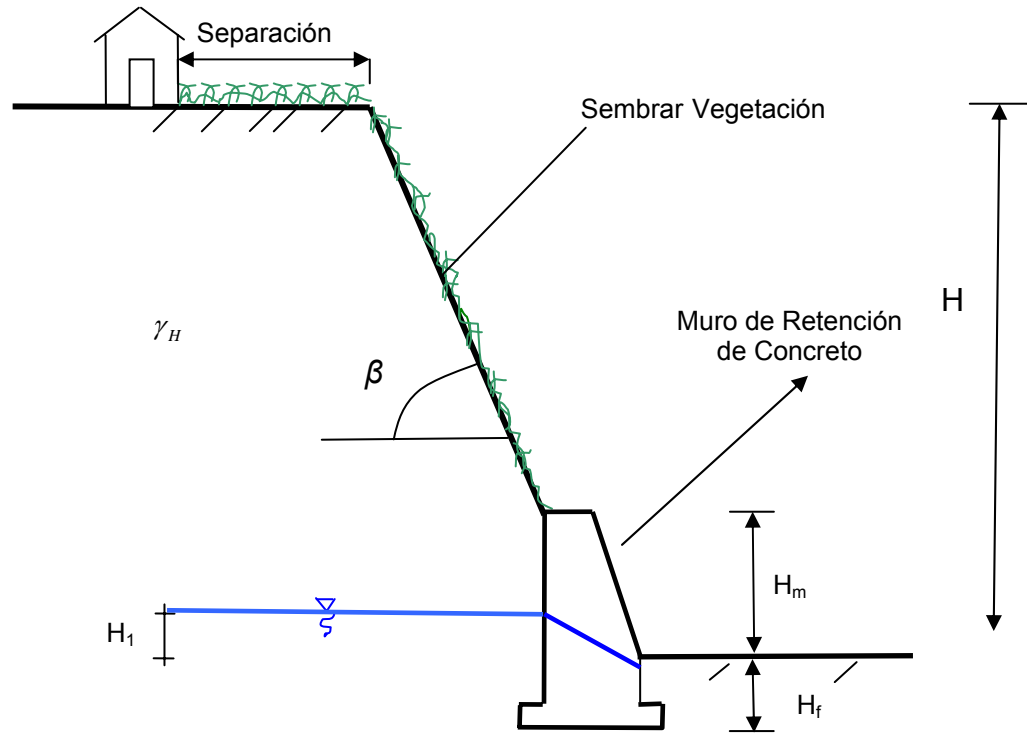


Figura 3.2. Uso de un Muro de Retención.

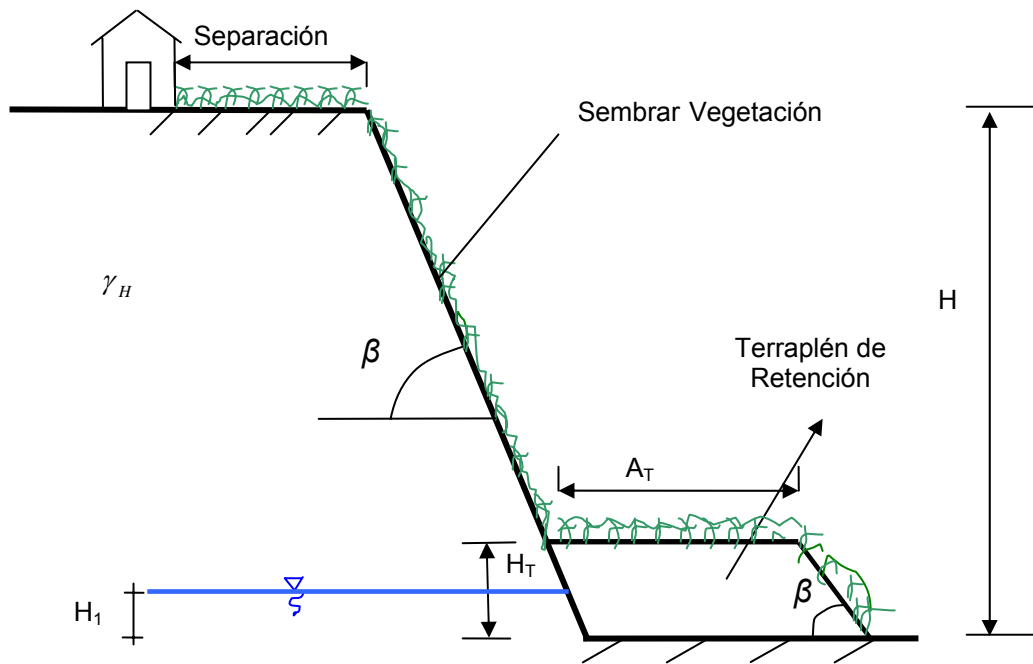


Figura 3.3. Uso de un Terraplén de Retención.

En donde:

- $\gamma_d$  ... Peso Unitario Máximo Seco
- $\beta$  ... Ángulo de Inclinación del Talud.
- $H_1$  ... Altura Nivel Freático.
- $H$  ... Altura del Terraplén.
- $H_T$  ... Altura del Terraplén de Retención.
- $H_m$  ... Altura del muro.
- $H_f$  ... Profundidad de fundación.
- $A_T$  ... Ancho del Terraplén de Retención.
- $H_T$  ... Altura del Terraplén de Retención.
- $S$  ... Separación entre Geotextiles.

#### **3.4.6. Análisis de Estabilidad de Alternativas.**

Se realizaron los análisis de sensibilidad de las distintas alternativas con programas desarrollados por el Profesor Wagdi Naime, y se complementaron con el análisis de las alternativas con el método de Falla Rotacional Circular mediante el uso del programa Slope / W (Versión 3. 1995) y la evaluación económica a nivel conceptual de las mismas.

#### **3.4.7. Selección de Alternativa Óptima.**

Se estableció la propuesta definitiva, basados en los análisis anteriores, como la solución óptima para la construcción del Terraplén.

## CAPÍTULO IV

PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

## 4.1. Presentación y discusión de resultados.

## 4.1.1. Identificación, caracterización y clasificación del Suelo.

4.1.1.1. Identificación de los Suelos (Procedimiento Visual – Manual). Se pudo apreciar que la muestra presentaba las siguientes características:

**Color:** El suelo presenta un color amarillo-rojizo, lo que evidencia la acción de los agentes erosivos y la formación de óxido de hierro. El tamaño de los granos es variado donde se aprecia un tamaño máximo superior a 1 ½” y se observa la presencia de esquistos y cuarzos.

**Tacto:** El material se percibe arenoso, de consistencia variable ya que hay presencia de cuarzo (alta resistencia) y esquisto (muy frágil).

4.1.1.2. Contenido de Humedad. Los resultados del contenido de humedad natural del suelo, se presentan en la Planilla 1.

CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL ASTM D2216								
HUMEDAD NATURAL (SECADO AL HORNO)								
Muestra N <sup>a</sup>		3	2	1	4	6B	9B	10B
Capsula N <sup>a</sup>		2MD	2MD	615	006	2	007	3
Peso de la capsula (g)		809,0	367,5	492,0	483,0	376,0	295,0	360,0
Peso de la capsula+S. H. (g)		6948,0	6508,0	6579,5	6273,5	6630,0	6517,0	5076,0
Peso de la capsula+S.S. (g)		6287,5	5896,0	5983,0	5861,0	5921,0	6080,0	4741,5
Peso del suelo Humedo(g)		6139,0	6140,5	6087,5	5790,5	6254,0	6222,0	4716,0
Peso de la muestra seca (g)		5478,5	5528,5	5491,0	5378,0	5545,0	5785,0	4381,5
Peso del agua (g)		660,5	612,0	596,5	412,5	709,0	437,0	334,5
Humedad ω (%)		12,06	11,07	10,86	7,67	12,79	7,55	7,63

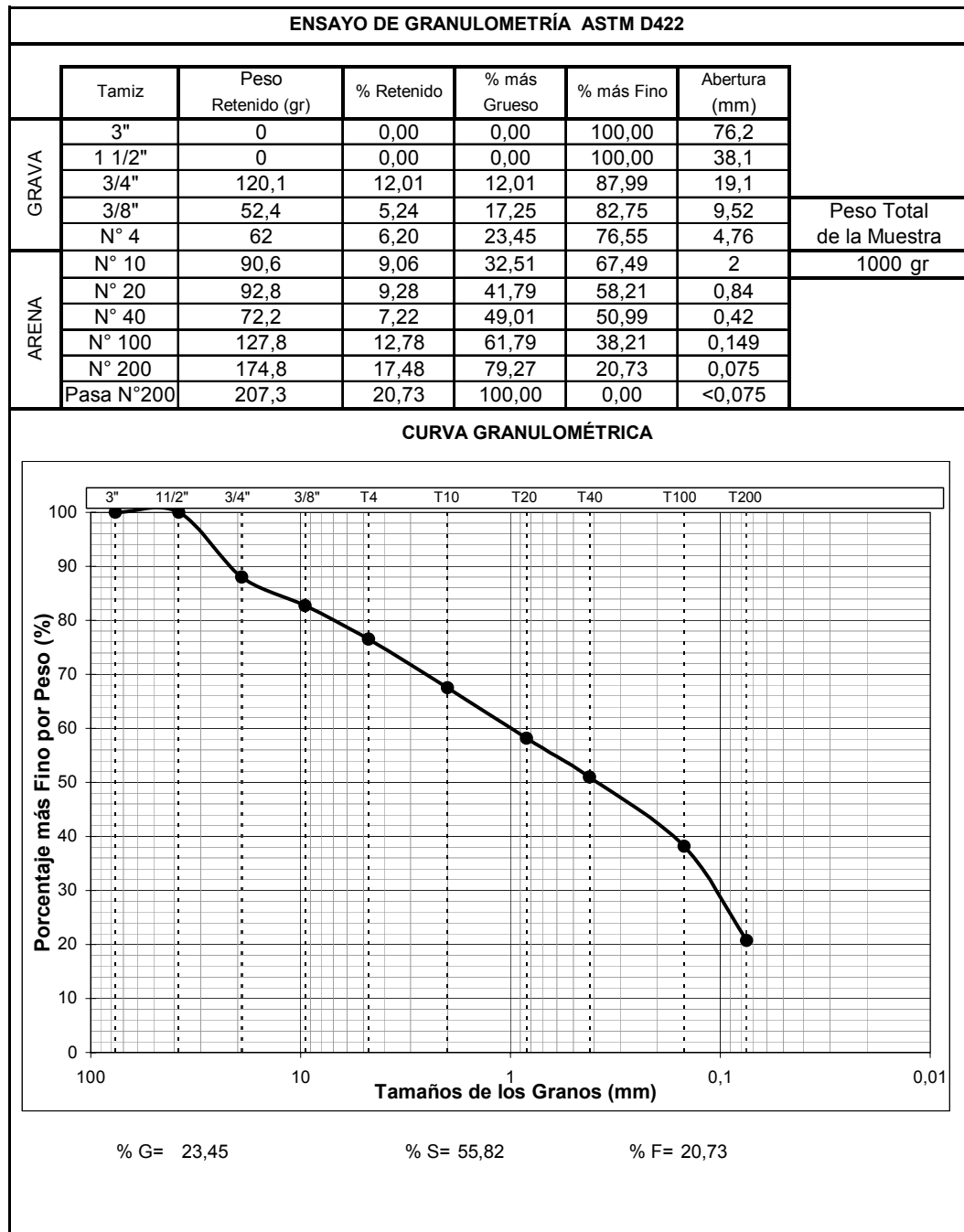
Planilla 1. Contenido de Humedad Natural del Suelo.

**4.1.1.3. Peso Específico o Gravedad Específica.** El peso específico del suelo ( $G_s$ ) para la fracción pasante del tamiz N° 4 resultó igual a 2,76 lo que garantiza que no se está en presencia de un suelo con alto contenido de materia orgánica. En la Planilla 2. se presentan los resultados del ensayo.

ENSAYO DE PESO ESPECIFICO RELATIVO DE SOLIDOS EN SUELOS ASTM D854									
OBRA: _____									
SITUACIÓN: _____				PROGRESIVA: _____					
PERFORACIÓN: _____				CALICATA: _____ N° DE LABORATORIO: _____					
N° De Ensayo		1		Ecuacion Calibración $Y = -0,1121 \cdot X + 350,54$					
PICNÓMETRO N°		4							
CAPACIDAD PICNÓMETRO (cm <sup>3</sup> )		250							
PESO PICNÓMETRO (gr)		97,50							
PESO SUELO SECO (gr) $W_s$		50,00							
PESO PICN. + AGUA + SUELO (gr) $W_1$		377,10							
PESO PICN. + AGUA C.T. (gr) $W_2$		345,16							
TEMPERATURA DEL ENSAYO (°C)		48							
$G_s$ A TEMPERATURA DE ENSAYO		2,77							
$G_s$ A 20 °C		2,76							
DENSIDAD RELATIVA DEL AGUA Y FACTOR DE CONVERSIÓN						$G_s = \frac{W_s \times G_{wT}}{W_s + W_2 - W_1}$ $G_s \text{ 20 } ^\circ\text{C} = G_s \cdot \text{FACTOR "K"}$			
"K" PARA VARIAS TEMPERATURAS.									
TEMP. °C	$\uparrow w$	K	TEMP. °C	$\uparrow w$	K			Temp °C	K
19	0,9984347	1,0002	25	0,997077	0,9989				
20	0,9982343	1,0000	26	0,9968156	0,9986				
21	0,9980233	0,9998	27	0,9965451	0,9983				
22	0,9978019	0,9996	28	0,9962652	0,998				
23	0,9975702	0,9991	29	0,9959761	0,9977			48	0,9954
24	0,9973286	0,9991	30	0,995678	0,9974				

Planilla 2. Peso Específico.

**4.1.1.4. Granulometría.** Los resultados del ensayo de granulometría se presentan en la Planilla 3.



Planilla 3. Ensayo Granulometría.

**4.1.1.5. Límites de Consistencia o de Atterberg.** De acuerdo con el ensayo de límites de consistencia se obtuvo los siguientes resultados (Planilla 4):

<b>ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318</b>			
Obra: _____			
Ubicación: <u>Edo. Miranda</u>			
Calicata N°: _____		Muestra: _____ Profundidad: _____	

LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO		LIMITE DE CONTRACCION		
N° de Caidas	17	24	35	B-4	1, 19	N° Capsula		
N° de Capsula	1-11	B-4	1-2			W <sub>Th</sub> , gr		
W <sub>h</sub> +Tara, gr	17,55	17,22	17,39	12,1	12,2	V1 = V capsula		
W <sub>s</sub> +Tara, gr	15,91	15,60	15,74	11,9	12,0	W <sub>Ts</sub> , gr		
W Tara, gr	11,46	11,01	10,85	11,0	11,1	V2 = V seco		
W ω, gr	1,64	1,62	1,65	0,2	0,2	LC, (%)		
W <sub>s</sub> , gr	4,45	4,59	4,89	0,9	0,9	(P.R.A)		
ω, (%)	36,76	35,34	33,74	22,2	22,2			
WL(%)	35,09	35,16	35,13					

W<sub>liq</sub> 35,10                      W<sub>Pprom</sub> 22,22



RESULTADOS		
LL: <u>35,10</u> (%)	LP: <u>22,22</u> (%)	LC: _____ (%)
IP: <u>12,88</u>	IC: _____	
TIPO DE SUELO: Según S.C.U.: <u>SP-SC</u> Según AASHO: <u>A-2-6(0)</u>		

Planilla 4. Límites de Consistencia.

**4.1.1.6. Clasificación de Suelos.** El suelo utilizado en esta investigación pertenece al sector La Guama, vía Lagunetica, Municipio Guaicaipuro, Estado Miranda, siendo clasificado de acuerdo a los ensayos realizados en las instalaciones del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (I.M.M.E.) en la Universidad



Central de Venezuela como una arena - arcillosa **SC** según el Sistema de Clasificación Unificada (S.C.U.).

El análisis para la clasificación se presenta a continuación:

De acuerdo al ensayo de granulometría realizado (Planilla 3.) se observa que el 79,27% es retenido en la malla N° 200 característico de un suelo de partículas gruesas; más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla N° 4 por lo que es una Arena "S" (Sand).

Según el análisis de la carta de plasticidad y de acuerdo con el ensayo de límites de consistencia (Planilla 4.) se tiene que el LL = 35,1 y el IP = 12,88; dichas coordenadas quedan representadas en el "Gráfico de Plasticidad de Casagrande", justo por encima de la línea "A", lo que implica que está en el rango de CL (arcilla inorgánica con baja compresibilidad).

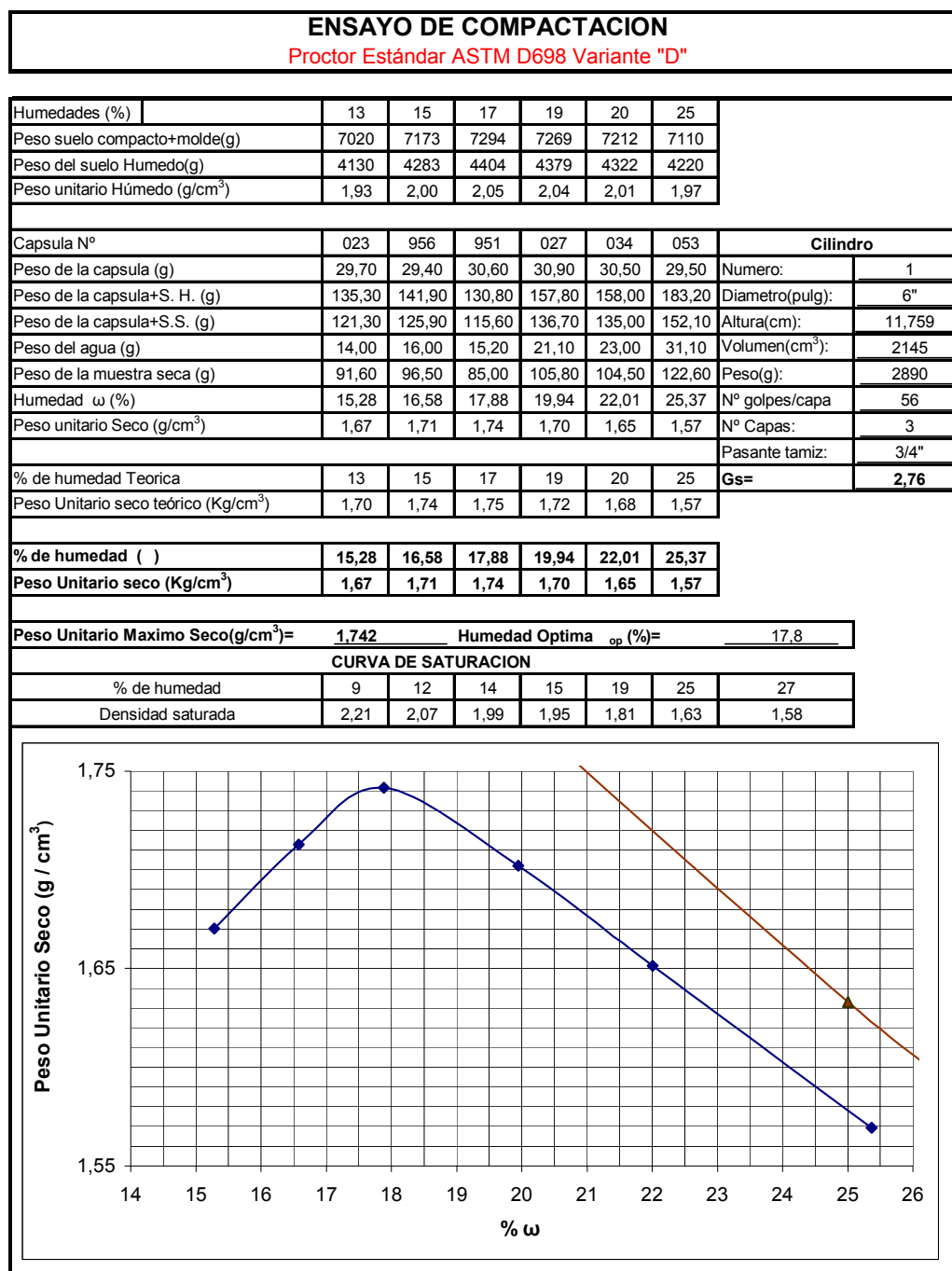
Así pues tenemos según el S.C.U. **SC** (Arena arcillosa).

#### 4.1.2. Compactación.

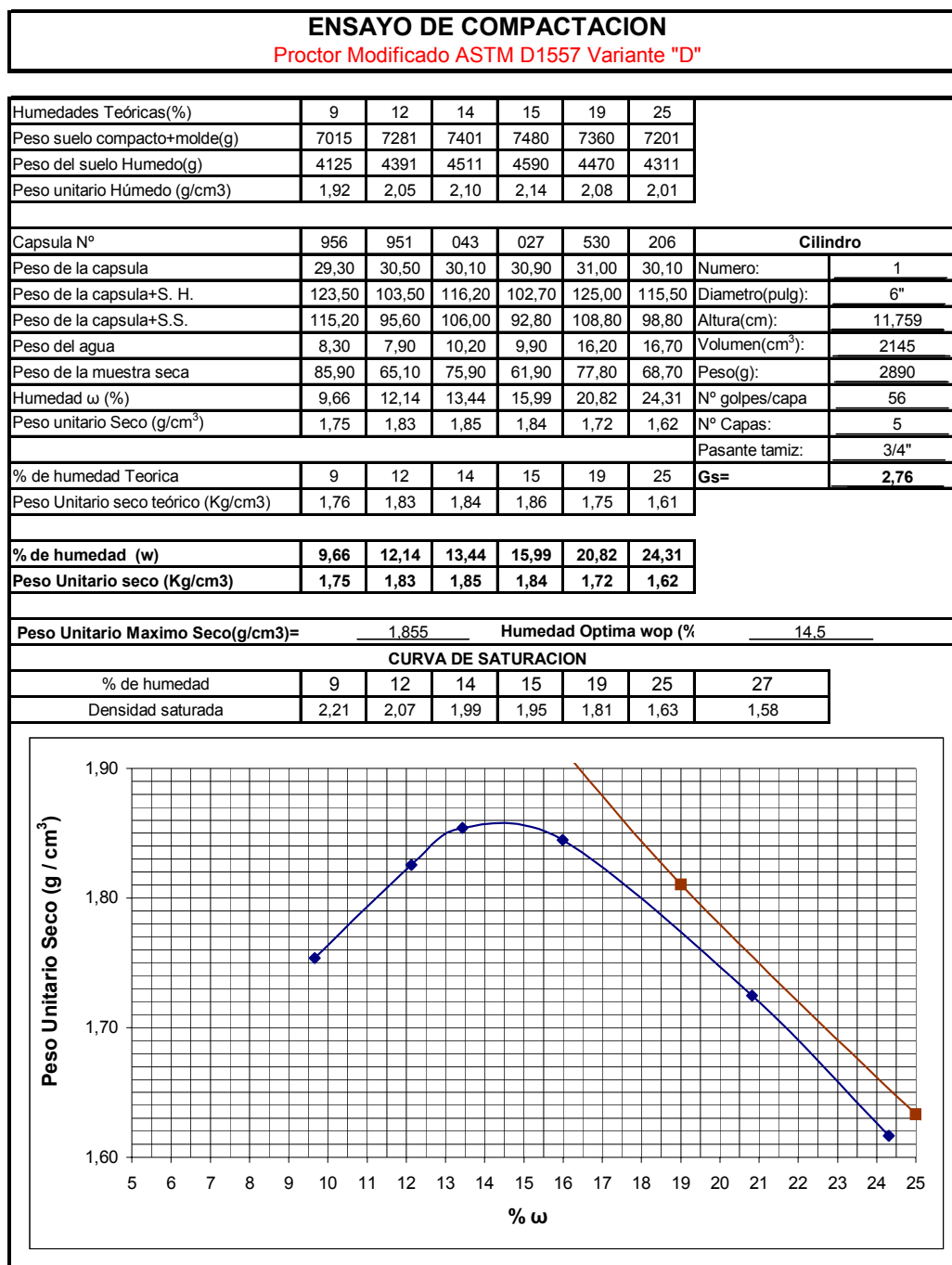
El proceso de compactación no se limitó simplemente a la obtención del Peso Unitario Máximo Seco ( $\gamma_d$ ) y Contenido de Humedad Óptimo ( $\omega_{op}$ ) para los ensayos de Proctor Standard y Modificado, sino que se representó una familia de curvas de compactación para poder definir con mayor precisión la rama húmeda y los pesos unitarios secos máximos y su contenido de humedad. De este modo se pueden conocer con mayor claridad los parámetros imprescindibles que afectan al proceso de compactación.

La familia de curvas se definió mediante cinco curvas de compactación para distintas energías de compactación: 2 ensayos Proctor Estándar, 1 ensayo Proctor Modificado y otros dos a distintas energías intermedias con el martillo del ensayo

Proctor Modificado (uno a 40 golpes a 4 capas y otro a 56 golpes a 3 capas). Los resultados de cada uno de los ensayos se muestran en las Planillas 5., 6., 7. y 8.



Planilla 5. Ensayo Proctor Standard.



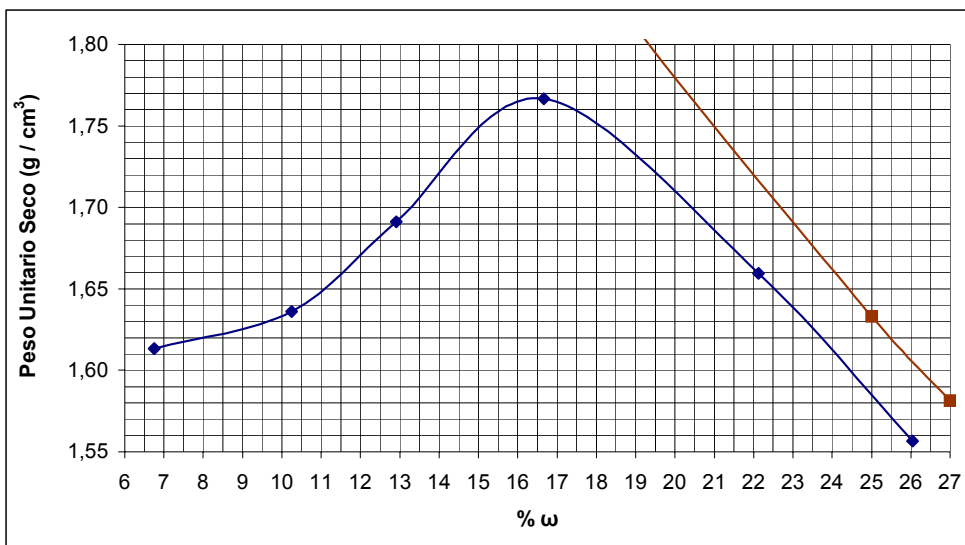
Planilla 6. Ensayo Proctor Modificado.

### ENSAYO DE COMPACTACION

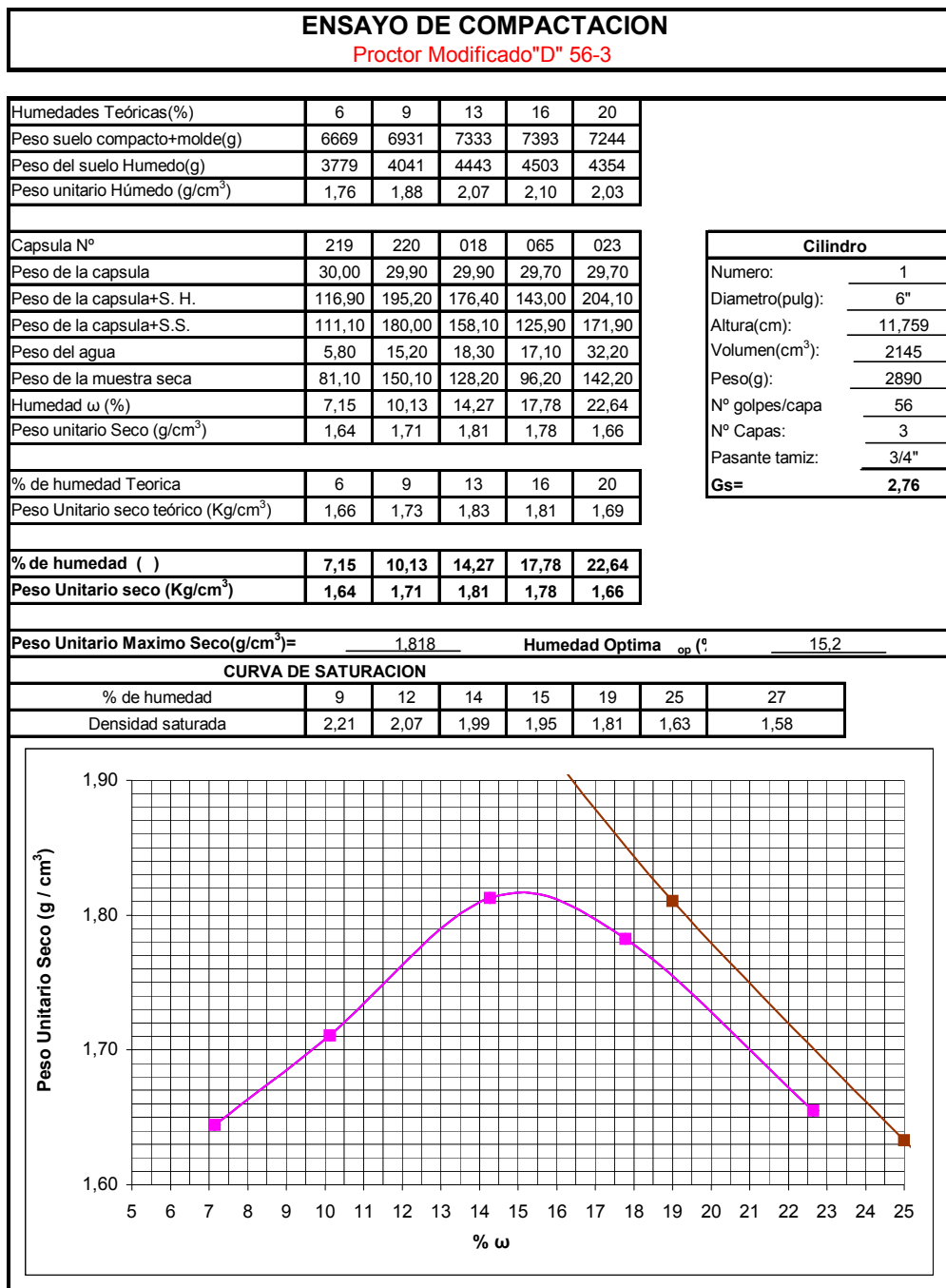
Proctor Modificado "D" 40-4

Energía intermedia

Humedades (%)	6	9	12	15	20	25	
Peso suelo compacto+molde(g)	6584	6759	6986	7311	7237	7098	
Peso del suelo Humedo(g)	3694	3869	4096	4421	4347	4208	
Peso unitario Húmedo (g/cm <sup>3</sup> )	1,72	1,80	1,91	2,06	2,03	1,96	
Capsula N°	023	018	219	065	017	956	<b>Cilindro</b>
Peso de la capsula	29,70	29,90	30,00	29,70	31,90	29,30	Numero:
Peso de la capsula+S. H.	89,80	111,70	96,50	66,80	181,50	141,10	Diametro(pulg):
Peso de la capsula+S.S.	86,00	104,10	88,90	61,50	154,40	118,00	Altura(cm):
Peso del agua	3,80	7,60	7,60	5,30	27,10	23,10	Volumen(cm <sup>3</sup> ):
Peso de la muestra seca	56,30	74,20	58,90	31,80	122,50	88,70	Peso(g):
Humedad w (%)	6,75	10,24	12,90	16,67	22,12	26,04	N° golpes/capa
Peso unitario Seco (g/cm <sup>3</sup> )	1,61	1,64	1,69	1,77	1,66	1,56	N° Capas:
							Pasante tamiz:
% de humedad Teorica	6	9	12	15	20	25	<b>Gs=</b>
Peso unitario seco Teorico(Kg/cm <sup>3</sup> )	1,62	1,65	1,70	1,79	1,69	1,57	<b>2,76</b>
<b>% de humedad ( )</b>	<b>6,75</b>	<b>10,24</b>	<b>12,90</b>	<b>16,67</b>	<b>22,12</b>	<b>26,04</b>	
<b>Peso unitario seco (Kg/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>1,61</b>	<b>1,64</b>	<b>1,69</b>	<b>1,77</b>	<b>1,66</b>	<b>1,56</b>	
<b>Peso Unitario Maximo Seco(g/cm<sup>3</sup>)=</b>	<b>1,767</b>		<b>Humedad Optima op (%)=</b>		<b>16,5</b>		
<b>VA DE SATURACION</b>							
% de humedad	9	12	14	15	19	25	27
Densidad saturada	2,21	2,07	1,99	1,95	1,81	1,63	1,58



Planilla 7. Ensayo Proctor Modificado Energía Intermedia I.



Planilla 8. Ensayo Proctor Modificado Energía Intermedia II.

Los resultados superpuestos de la familia de curvas de compactación se pueden apreciar en el Gráfico 4.1.

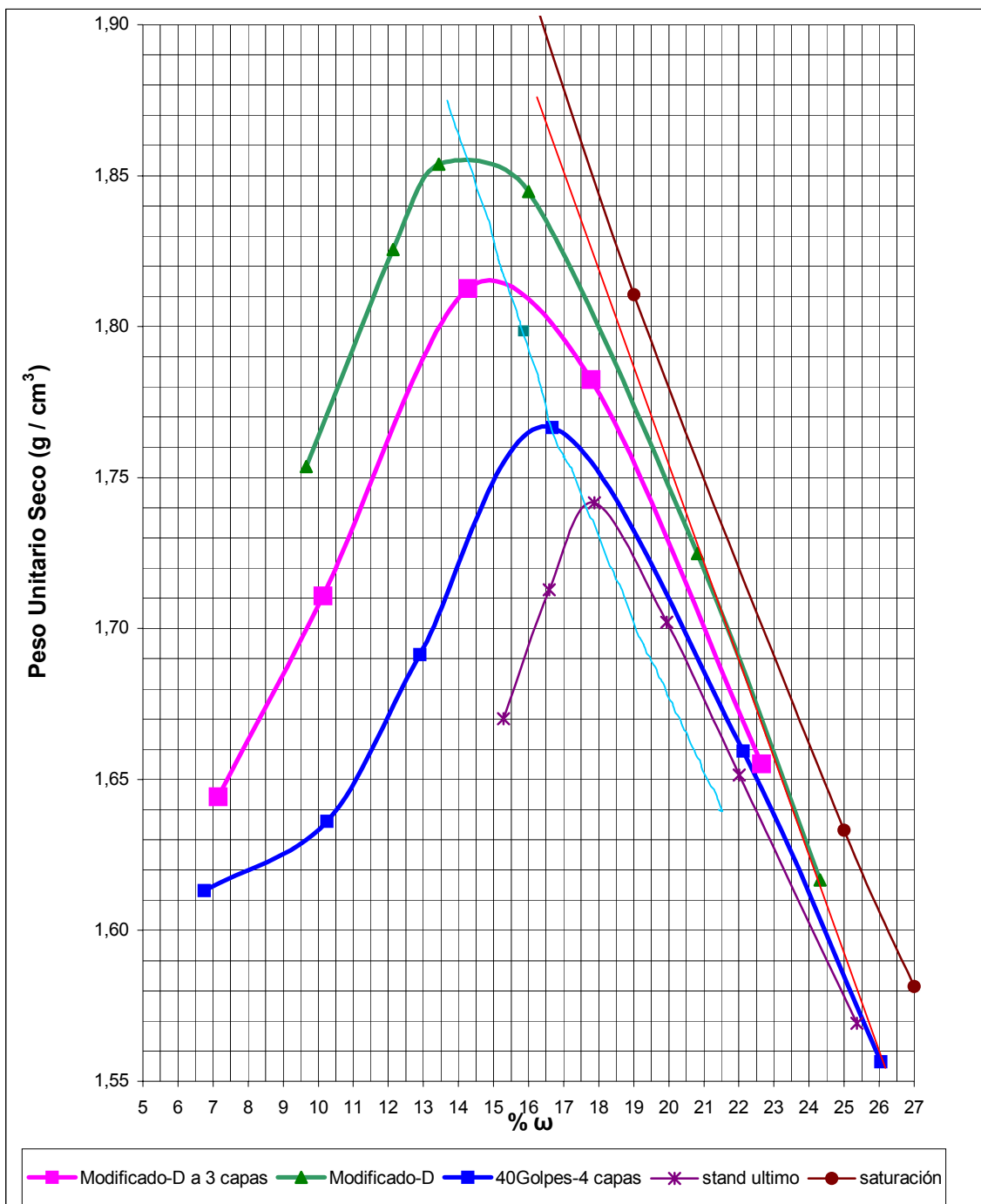


Gráfico 4.1. Familia de Curvas de Compactación.

En el Gráfico 4.1. se evidencia el paralelismo entre las curvas de compactación y el aumento de la densidad máxima seca para un menor contenido de humedad. En este gráfico también se puede apreciar el paralelismo entre la curva de saturación y la curva que une los máximos de cada curva de compactación, coincidiendo con el comportamiento teórico esperado. Con la curva que une las densidades máximas secas para distintas energías de compactación se puede leer cualquier par de valores (Densidad Máxima seca, Contenido de Humedad Óptimo) que se requiera.

#### **4.1.3. Resistencia al Corte ( $c$ , $\phi$ ).**

Se obtuvieron tres envolventes de falla para las tres condiciones de compactación  $\gamma_d = 1,855 \text{ T/m}^3$  (Proctor Modificado),  $\gamma_d = 1,742 \text{ T/m}^3$  (Proctor Standard) y  $\gamma_d = 1,799 \text{ T/m}^3$  (Energía intermedia) correspondientes a  $\omega = 14,5\%$ ,  $17,8\%$  y  $15,85\%$ , respectivamente. La data tomada durante los ensayos se presenta en los Anexos 17., 18. y 19.

Los resultados de cada uno de los ensayos se presentan a continuación en las Planillas 9., 10. y 11.

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080**

ASTM D1557 Variante "D" (Proctor Modificado)

**Datos del Anillo**

Radio del anillo (cm)= 3,154  
 Altura del anillo (cm)= 2,39  
 Área de la base del anillo(cm<sup>2</sup>) = 31,25  
 Volúmen del anillo (cm<sup>3</sup>) = 74,68

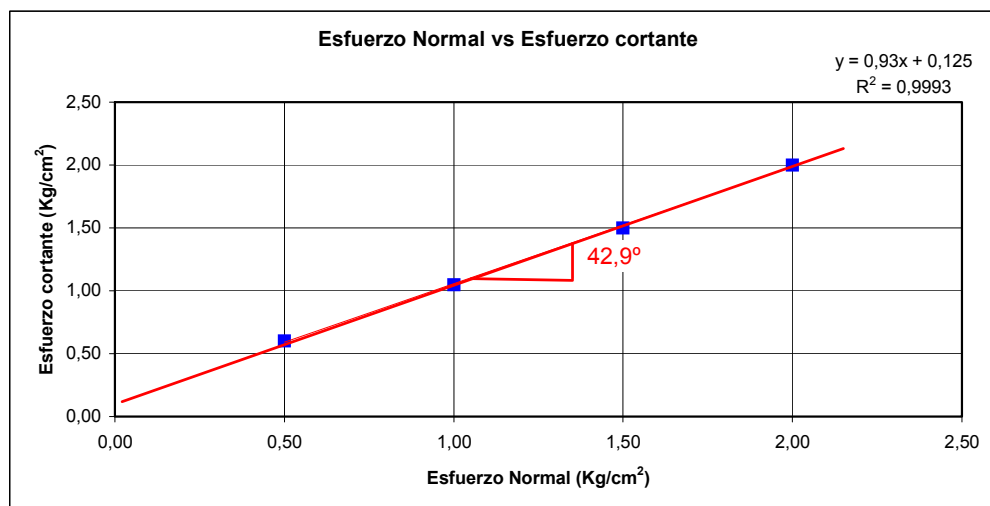
**Datos de la muestra**

$\gamma_d = 1,855 \text{ g / cm}^3$   
 $\% w = 14,5$   
 $G_s = 2,76$   
 Pasante Tamiz N° 4

Velocidad de Aplicación del ensayo= 6 mm / H

Esfuerzos Normales ( $\sigma_1$ ): 0,50 Kg/cm<sup>2</sup>, 1,00 Kg/cm<sup>2</sup>, 1,50 Kg/cm<sup>2</sup> y 2,00 Kg/cm<sup>2</sup>

Esfuerzo Normal (Kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Cortante (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,50	0,60
1,00	1,05
1,50	1,50
2,00	2,00

**RESULTADOS**

COHESIÓN, ( c ) :	0,125	Kg/cm <sup>2</sup>
ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA, ( $\phi$ ) :	42,9	Grados



**ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080**

ASTM D698 Variante "D" (Proctor Estándar)

**Datos del Anillo**

Radio del anillo (cm)= 3,154

Altura del anillo (cm)= 2,39

Área de la base del anillo(cm<sup>2</sup>) = 31,25Volúmen del anillo (cm<sup>3</sup>) = 74,68**Datos de la muestra** $\gamma_d = 1,742 \text{ g / cm}^3$ 

% w = 17,8

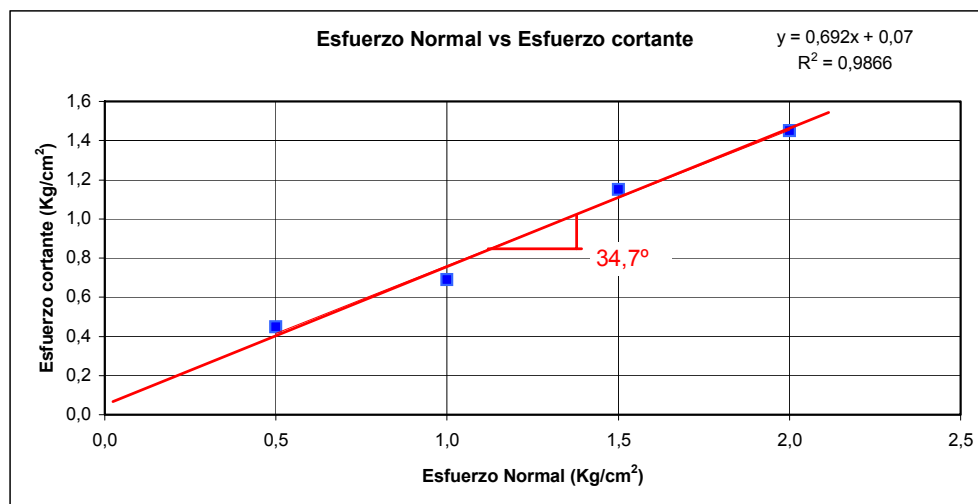
Gs= 2,76

Pasante Tamiz N° 4

Velocidad de Aplicación del ensayo= 6 mm / H

**Esfuerzos Normales ( $\sigma_1$ ): 0,50 Kg/cm<sup>2</sup>, 1,00 Kg/cm<sup>2</sup>, 1,50 Kg/cm<sup>2</sup> y 2,00 Kg/cm<sup>2</sup>**

Esfuerzo Normal (Kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Cortante (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,5	0,45
1,0	0,69
1,5	1,15
2,0	1,45

**RESULTADOS**

COHESIÓN, (c) :	0,07	Kg/cm <sup>2</sup>
ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA, ( $\phi$ ) :	34,7	Grados

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080**

Proctor Energía Intermedia Variante "D"

**Datos del Anillo**

Radio del anillo (cm)= 3,154  
 Altura del anillo (cm)= 2,39  
 Área de la base del anillo(cm<sup>2</sup>) = 31,25  
 Volúmen del anillo (cm<sup>3</sup>) = 74,68

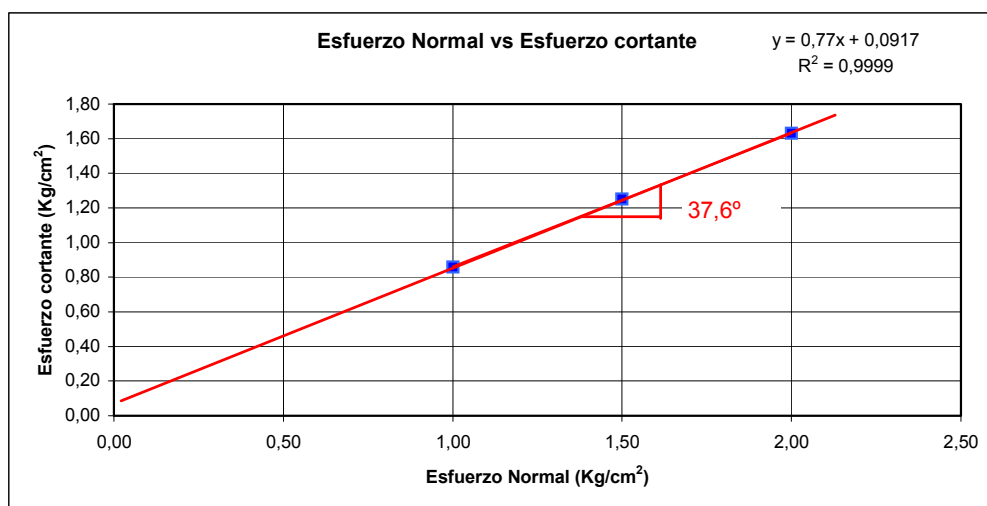
**Datos de la muestra**

$\gamma_d = 1,7985 \text{ g/cm}^3$   
 $\% w = 15,83$   
 $G_s = 2,76$   
 Pasante Tamiz N° 4

Velocidad de Aplicación del ensayo= 6 mm / H

**Esfuerzos Normales ( $\sigma_1$ ): 1,00 Kg/cm<sup>2</sup>, 1,50 Kg/cm<sup>2</sup> y 2,00 Kg/cm<sup>2</sup>**

Esfuerzo Normal (Kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Cortante (Kg/cm <sup>2</sup> )
1,00	0,86
1,50	1,25
2,00	1,63

**RESULTADOS**

COHESIÓN, (c) :	0,092	Kg/cm <sup>2</sup>
ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA, ( $\phi$ ) :	37,6	Grados

Con los resultados de estos ensayos, se puede obtener la correlación entre los parámetros de la ecuación de Mohr - Coulomb ( $c$ ,  $\phi$ ) y el Peso unitario Seco del Suelo ( $\gamma_d$ ). Las ecuaciones de correlación son las siguientes:

Peso Unitario Seco Vs. Ángulo de fricción

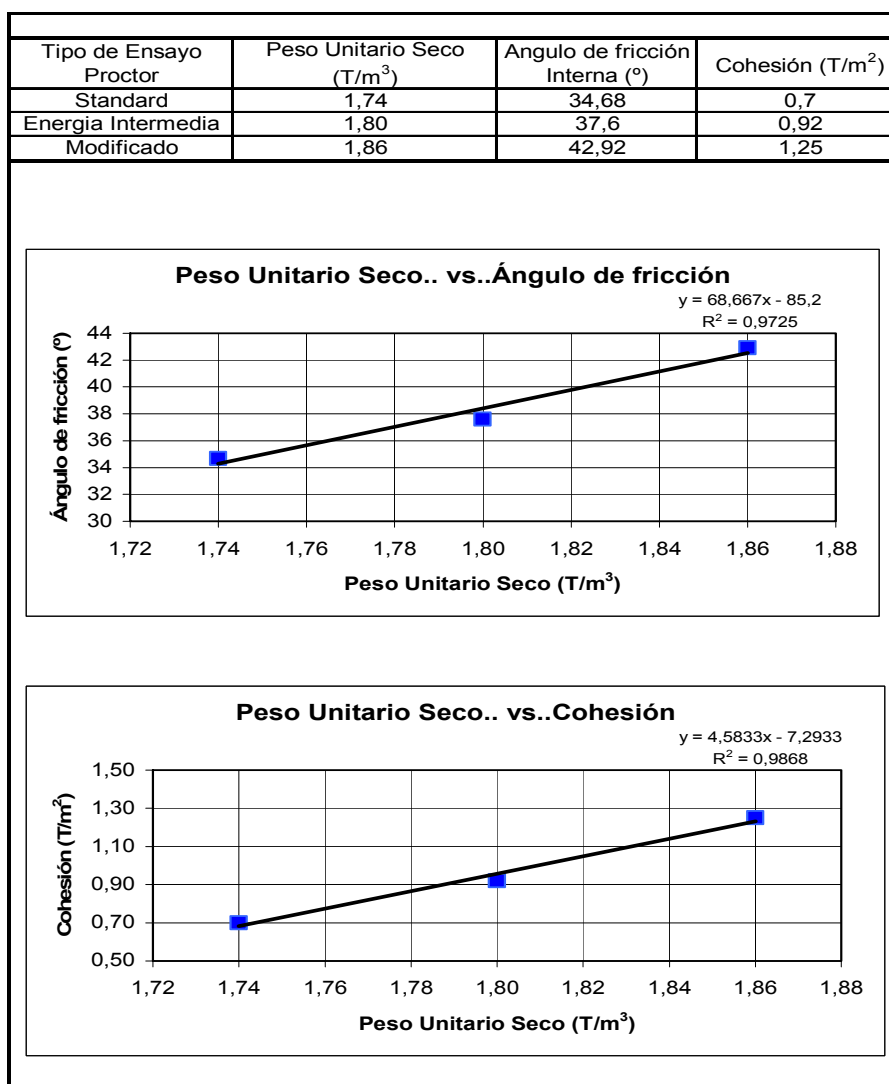
Peso Unitario Seco Vs. Cohesión

$$\phi = 68,667 \cdot \gamma_d - 85,2$$

$$c = 4,5833 \cdot \gamma_d - 7,2933$$

$$R^2 = 0,9725$$

$$R^2 = 0,9868$$



Planilla 12. Relación de ( $c$ ,  $\phi$ ) contra Peso Unitario Seco.

Graficando estas relaciones se puede apreciar que el comportamiento para cualquier condición de compactación contra los parámetros  $c$  y  $\phi$  es lineal. (Planilla 12.).

#### 4.1.4. Análisis del Factor de Seguridad.

Basados en los requerimientos del anteproyecto, en los que se establece la construcción de un terraplén de 30 metros de altura, y fijando el 95% del Peso Unitario Máximo Seco obtenido en el ensayo Proctor para el grado de compactación del mismo con un contenido de humedad de  $14,5\% \pm 1,5\%$ ; se realizaron los análisis de sensibilidad del Factor de Seguridad (FS) para las 2 condiciones de estudio de la estabilidad del talud (con acción del sismo y con acción del nivel freático), variando la inclinación del talud según se muestra en la Tabla 4.1.

La ciudad de Los Teques, Estado Miranda, pertenece a la formación Las Mercedes. Según la Norma COVENIN – MINDUR 1756 (Revisión 2001) corresponde a la zona sísmica 5 por lo que tiene asociado, según la Tabla 4.1 del capítulo 4, una aceleración por sismo en la dirección horizontal de  $A_0 = 0,30$ ; sin embargo en el comentario C-11.6 de la misma, se especifica que debido a que la aceleración máxima sólo actúa por un corto período de tiempo, y que las aceleraciones tampoco son constantes a lo largo de la altura de talud deformable, se acepta en el análisis el uso de coeficientes sísmicos menores que los indicados en la Tabla 4.1. siempre que sean mayores que el valor que resulta de la aplicación de la fórmula  $0,50 \times \alpha \times \phi \times A_0$  (Kramer, 1996; Klein, 1990); en este caso  $A_0 = 0,15g$ , y en la dirección vertical se considera nulo el efecto del sismo. Para la condición sísmica debe considerarse un valor de Factor de Seguridad mayor o igual a 1,20.

Por la incidencia del nivel freático, considerando su efecto en 1/6 de la altura total del terraplén medida desde su base, es decir, 5 metros, el Factor de Seguridad debe ser mayor o igual a 1,30.

$\beta$ (Grados)	Con Sismo		Con Nivel Freático	
	FS	$\alpha$ (Grados)	FS	$\alpha$ (Grados)
25	1,59	20,62	2,30	21,25
30	1,36	24,92	1,88	25,54
35	1,18	29,25	1,58	29,85
37	1,11	30,99	1,47	31,58
40	1,02	33,61	1,34	34,19
45	0,89	38,00	1,15	38,56
50	0,78	42,43	1,00	42,97
55	0,68	46,90	0,86	47,41
60	0,59	51,42	0,75	51,91
65	0,51	55,97	0,65	56,46
70	0,43	60,59	0,55	61,08
75	0,36	65,25	0,47	65,80

Tabla 4.1. Variación del mínimo Factor de Seguridad en función del ángulo de inclinación de la cara del talud ( $\beta$ ) con  $\gamma_d = 1,77 \text{ T/m}^3$ .

De acuerdo con la Tabla 4.1. (Variación del mínimo Factor de Seguridad en función del ángulo de inclinación de la cara del talud ( $\beta$ ) con  $\gamma_d = 1,77 \text{ T/m}^3$ .) se elaboró el Gráfico 4.2. donde se puede apreciar que para  $\beta = 35^\circ$ , valor técnicamente constructivo, el Factor de Seguridad determinado por el programa es de 1,58 en el caso con nivel freático (valor aceptable), mientras que para la consideración sísmica, este factor se reduce a 1,18.

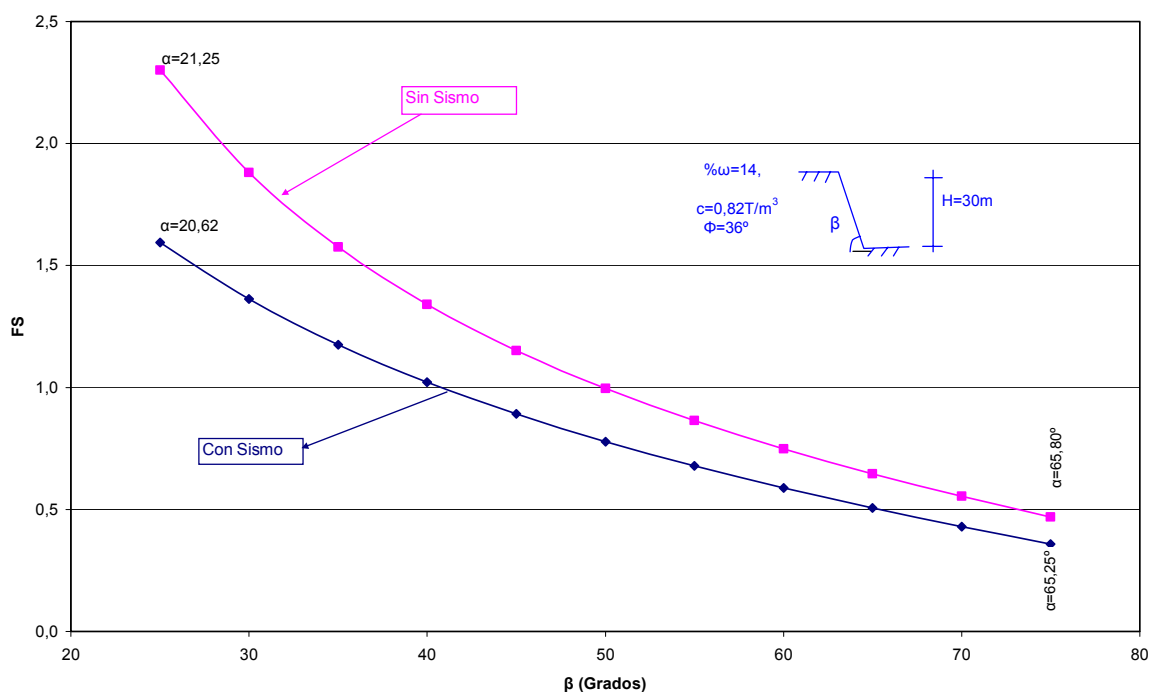


Gráfico 4.2. Variación del mínimo Factor de Seguridad en función del ángulo de inclinación de la cara del talud ( $\beta$ ) con  $\gamma_d = 1,77 \text{ T/m}^3$ .

#### 4.1.5. Determinación del Peso Unitario Máximo Seco de Compactación y Geometría del Terraplén.

El Peso Unitario Seco ( $\gamma_d$ ) con el que se debe trabajar en campo, corresponde al 95% del Peso Unitario Máximo Seco obtenido en el ensayo Proctor de compactación, es decir,  $\gamma_d = 1,77 \text{ T/m}^3$ .

Basados en el análisis de sensibilidad de la Variación del mínimo Factor de Seguridad en función del ángulo de inclinación del talud ( $\beta$ ) (Tabla 4.1.), se fijó este valor en  $\beta = 35^\circ$ , donde se aprecia claramente que para  $\gamma_d = 1,77 \text{ T/m}^3$ , se alcanza un valor aceptable para el Factor de Seguridad (1,58) para el caso con nivel freático; mientras que el FS es de 1,18 al considerar el sismo.

Aun cuando el  $FS = 1,18$  (caso sísmico) es desfavorable, este hecho se justifica debido a que la probabilidad de que ocurra un sismo y que simultáneamente el terraplén esté con una altura del nivel freático  $H_1 = 5$  m es casi nula, sin embargo se consideran ambos eventos.

En cuanto a la inclinación del Talud, por ser un terraplén de gran altura, se recomienda trabajar con  $\beta = 35^\circ$ , debido a que la componente cohesiva del suelo es muy baja y la friccionante es alta, además es un valor comercial en la construcción, en cuanto a la estabilidad y facilidad de perfilarlo en campo.

En lo que respecta a la altura, se selecciona  $H = 30$  m, por ser condición establecida en el anteproyecto en las secciones más críticas.

En resumen tenemos:

$$\gamma_d = 1,77 \text{ T/m}^3$$

$$\beta = 35^\circ$$

$$H = 30 \text{ m}$$

#### **4.1.6. Planteamiento de Alternativas.**

Con el fin de lograr la estabilidad del terraplén se plantearon las alternativas con las que logra el aumento del Factor de Seguridad obtenido en los análisis de sensibilidad para el caso crítico de ocurrencia del fenómeno sísmico, para los valores establecidos en el aparte anterior de las condiciones de compactación y geometría del talud. Dichas alternativas están representadas en las Figuras 4.1., 4.2. y 4.3.

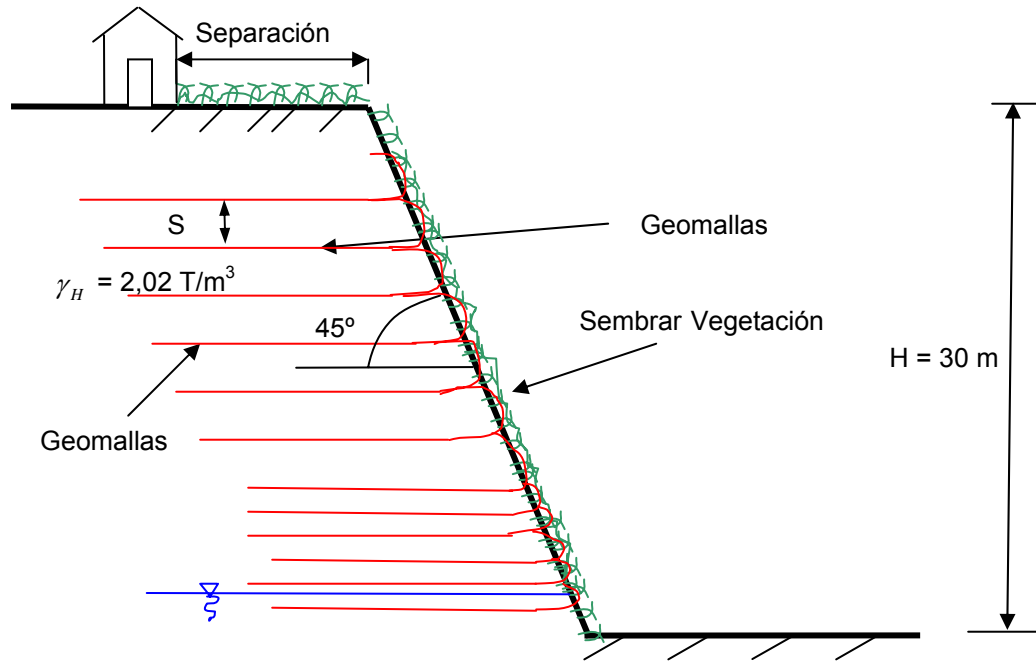


Figura 4.1. Uso de Geomallas ( $\gamma_d$ ,  $H$ ,  $H_1$ ,  $\beta$ , establecidos.).

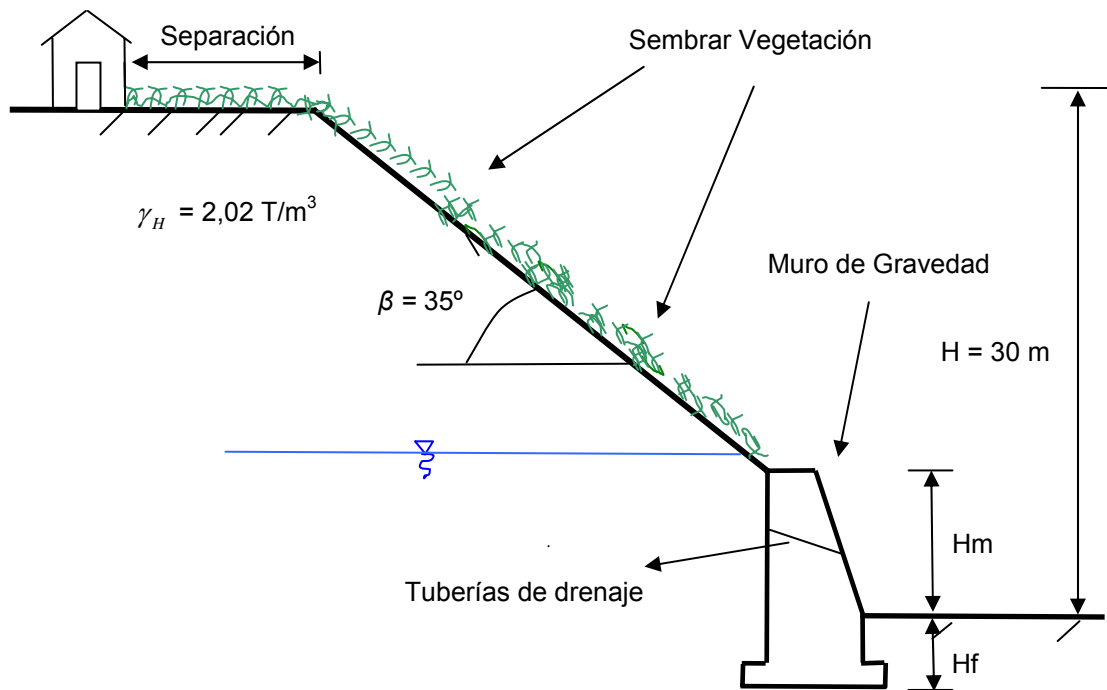


Figura 4.2. Uso de un Muro de Retención ( $\gamma_d$ ,  $H$ ,  $H_1$ ,  $\beta$ , establecidos.).



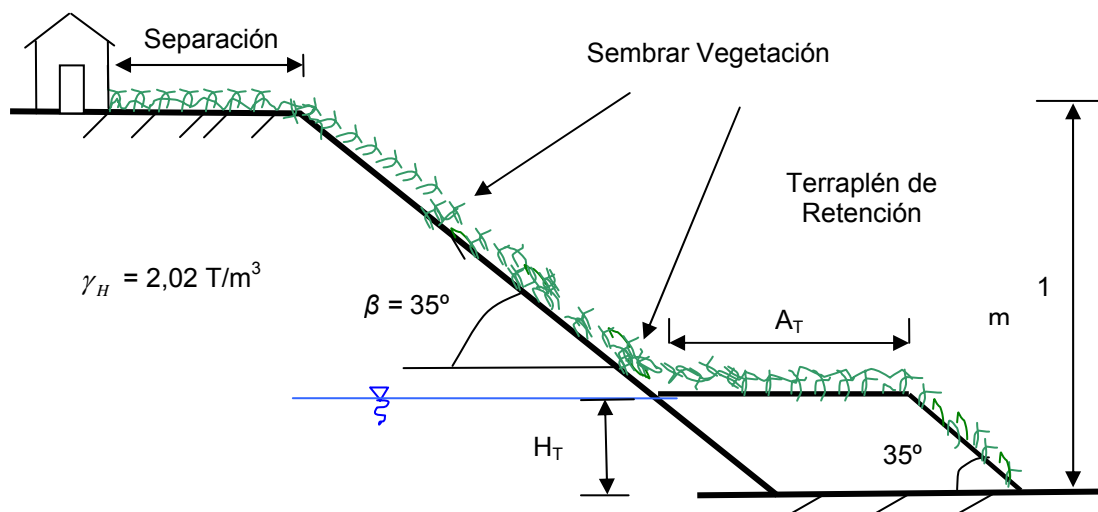


Figura 4.3. Uso de un Terraplén de Retención ( $\gamma_d$ ,  $H$ ,  $H_1$ ,  $\beta$ , establecidos.).

#### 4.1.7. Análisis de Estabilidad de Alternativas.

Con la aplicación de los Programas de cálculo para la estimación del Factor de Seguridad suministrados por el Profesor Wadgi Naime se comprobó el aumento del Factor de Seguridad por encima del 1,20 considerado como valor aceptable para todas las alternativas en el caso de la ocurrencia del sismo. Al igual que en el caso de la influencia del nivel freático, se logró el aumento del Factor de Seguridad por encima de 1,50 lo que se garantiza la estabilidad del terraplén.

Las alternativas con su dimensionamiento final se muestran en los Gráficos 4.4., 4.5. y 4.6.

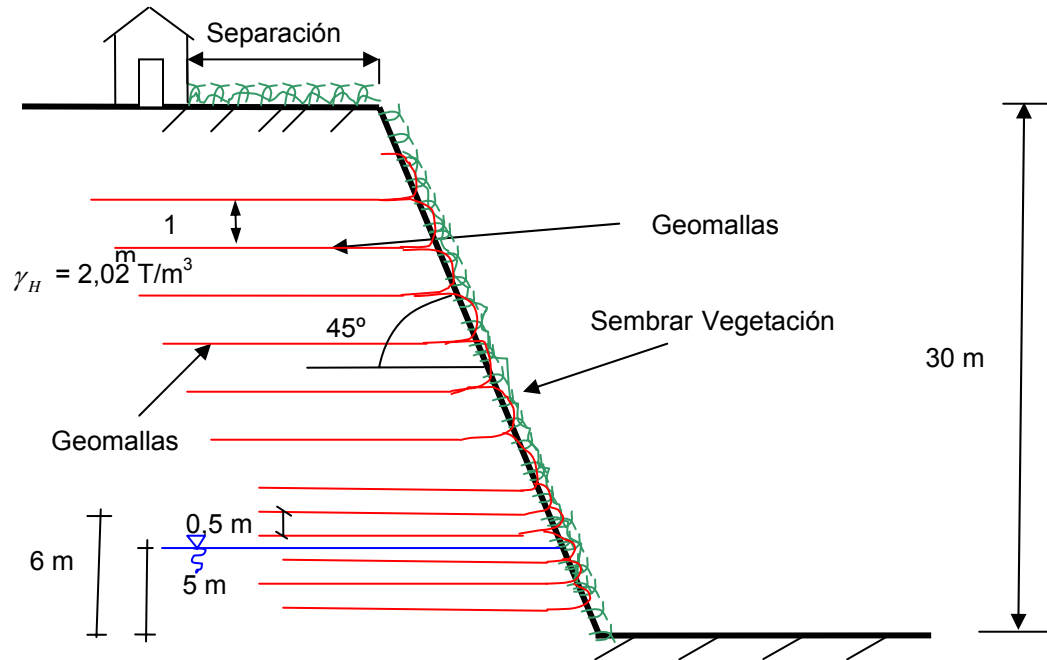


Figura 4.4. Dimensionado con uso de Geomallas.

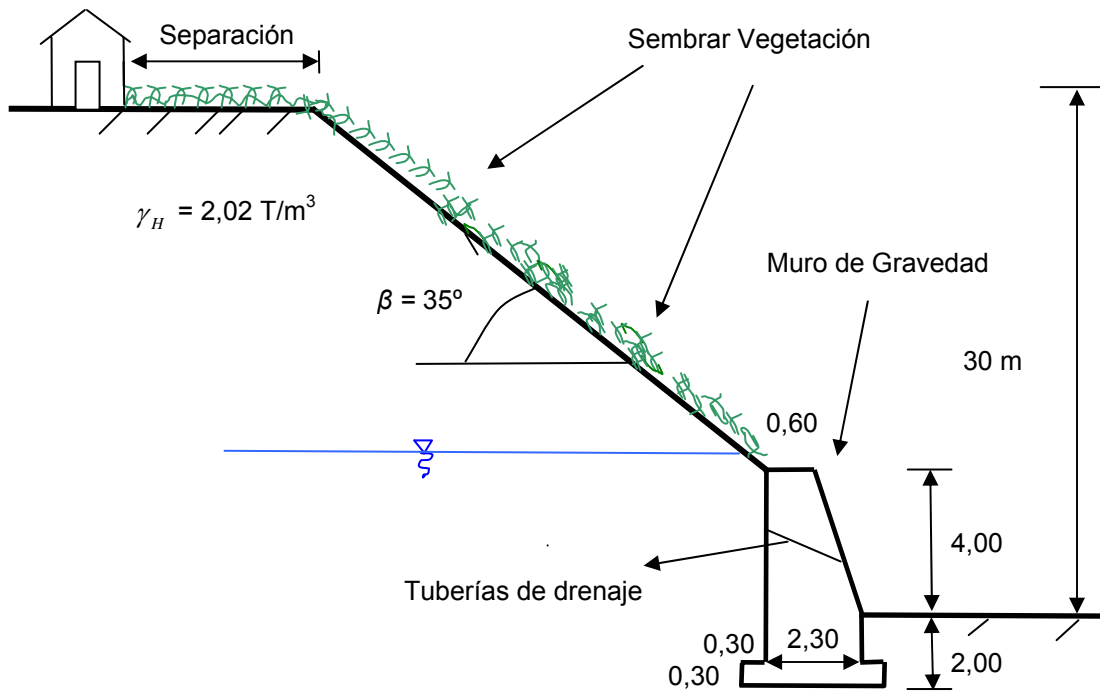


Figura 4.5. Dimensionado con uso de un Muro de Retención.

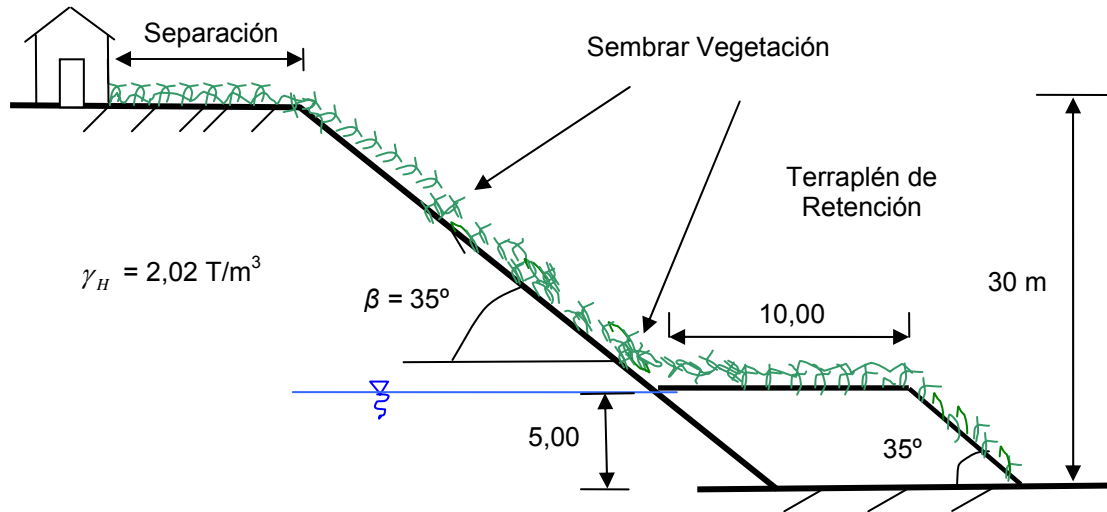


Figura 4.6. Dimensionado con uso de un Terraplén de Retención.

Se complementaron los análisis del Factor de Seguridad para la alternativa del terraplén de retención con la aplicación del Método de Bishop para Falla Rotacional Circular mediante el uso del programa Slope / W (Versión 3. 1995) con la asesoría del Profesor Nelson Rodríguez y la T.S.U. Mónica González (Anexo 19).

El programa se corrió manteniendo  $H = 30 \text{ m}$ ,  $\beta = 35^\circ$  y  $\gamma_H = 2,02 \text{ T/m}^3$ ,  $c = 1 \text{ T/m}^2$  y  $\phi = 36^\circ$ , considerando tres condiciones distintas: **Seca** (Terraplén compactado, sin sismo y sin presiones de agua), **Con Presiones de Agua** ( $R_u$ ) (Para las presiones agua en la superficie de falla  $R_u$  se considera el 12% del  $\gamma_H$ ) y **Seca y con Sismo** ( $A_0 = 0,15g$ ) Los resultados se presentan en la Tabla 4.2.

Condición	Factor de Seguridad Calculado			Factor de Seguridad de Diseño
	Talud			
	Superior	Inferior	Total	
Seca	1,487	1,772	1,783	1,50
Con Presiones de Agua $R_u = 0,12$	1,289	1,571	1,55	1,30
Seca y con Sismo de Aceleración Horizontal $A_o = 0,15 g$	1,134	1,356	1,309	1,20

Tabla 4.2. Análisis del Factor de Seguridad para el terraplén de retención usando el Método de Falla Rotacional Circular con el Programa Slope / W (1995).

En la figura 4.7. se puede apreciar que la separación total desde el escarpe del talud hasta la colocación de la primera estructura habitacional debe ser de 13 m, resultante de la suma de la separación de 10 m ( producida por el ángulo de falla de  $30^\circ$ ) más un borde libre de 3 m recomendados. Esta consideración resulta idéntica para las tres alternativas propuestas.

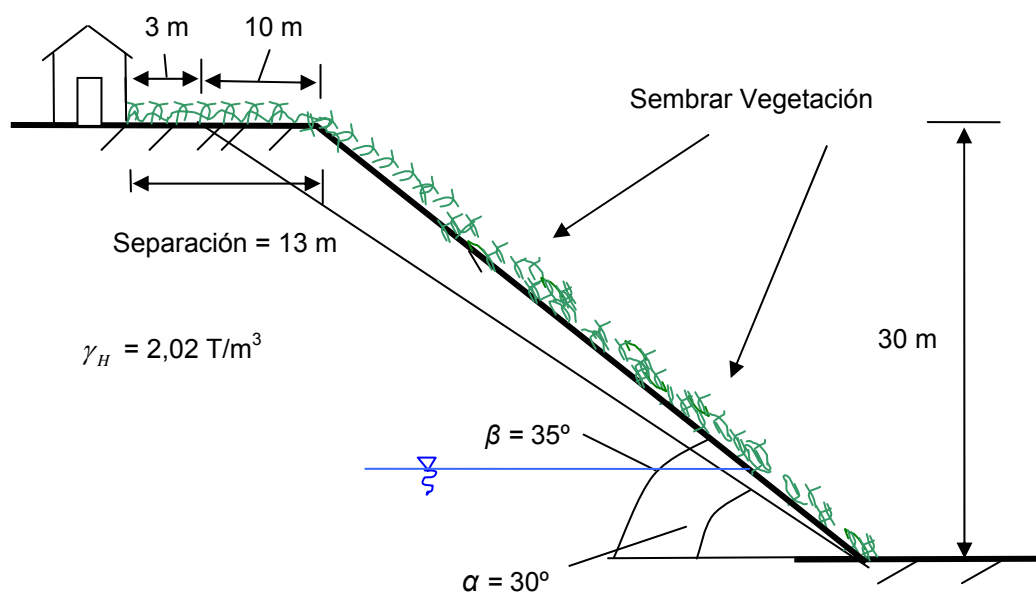


Figura 4.7. Dimensionado de la Separación recomendada para las tres alternativas.

**4.1.8. Selección de Alternativa.**

A continuación se muestran los resultados de los costos de las tres alternativas presentadas:

a) Uso de Geomallas: El costo estimado de esta alternativa usando específicamente la Geomalla de polietileno HDPE fue de 455.920.106 Bs.

b) Uso de un Muro de gravedad: El costo estimado resultante fue de 282.800.440 Bs.

c) Uso de un Terraplén de Retención: El costo estimado fue de 39.862.620 Bs.

Se evidencia claramente que, de las tres alternativas, la tercera opción correspondiente al uso de un Terraplén de Retención es la más económica.

Por otra parte, con la aplicación de esta alternativa, se atenúa el impacto ambiental por el hecho de poder aplicar la forestación en las caras del talud por completo; además de que se usará el material de sitio para la construcción de tal alternativa.

## CAPÍTULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1. Conclusiones.

Para la compactación del terraplén se debe establecer el Peso Unitario Máximo Seco  $\gamma_d = 1,77 \text{ T/m}^3$  correspondiente al 95% del Peso Unitario Máximo Seco del ensayo Proctor Modificado. Se deberá trabajar con un contenido de humedad óptimo  $\omega = 14,5 \% \pm 1,5 \%$ .

La geometría del Terraplén debe tener el valor de  $\beta = 35^\circ$  de inclinación en la cara del talud y una altura de  $H = 30 \text{ m}$ .

Se debe establecer un sistema de contención como la alternativa geotécnica óptima que garantiza la estabilidad del Terraplén bajo la acción sísmica con un Factor de Seguridad de 1,20 como valor mínimo. Según el análisis económico, la mejor alternativa económica resultó ser la colocación de un Terraplén de Retención.

La separación desde el escarpe o cabeza del talud hasta la ubicación de la primera estructura habitacional debe ser de 13,0 m de longitud y nunca menor a esta distancia.

## 5.2. Recomendaciones.

Realizar la ingeniería de detalle de la solución definitiva, que incluya un presupuesto detallado. Todo esto antes de la ejecución de la obra.

Se recomienda que en la ingeniería de detalle se le preste especial interés al drenaje del sector, ya que falla en los sistemas de escorrentía superficial.

Se recomienda a la UCV:

Tomar en cuenta este trabajo tecnológico y de investigación como una solución que contribuye con el mejoramiento de la calidad de vida y desarrollo de la sociedad venezolana, ya que constituye una contribución a todos aquellos futuros proyectos en los que se requiera hacer la evaluación geotécnica para la construcción de un terraplén de gran altura.

En cuanto a las recomendaciones en campo se tiene que:

Como la densidad máxima seca es muy baja se recomienda la compactación en capas de 25 cm de espesor cada una, con maquinaria de vibro - compactación de rodillo liso.

Se recomienda la siembra de gramíneas en toda la extensión de la cara del talud, para así disminuir el efecto de la erosión e incrementar los esfuerzos de confinamiento en esta parte del terraplén.

El control y ejecución en campo debe ser supervisada rigurosamente, para garantizar que se mantengan y cumplan las condiciones de diseño.

Antes de comenzar a la disposición del terraplén, es necesaria la extracción del material inadecuado.

En cuanto a la realización de los ensayos en laboratorio para determinar los parámetros de diseño del terraplén se recomienda realizar un cronograma de actividades antes de comenzar con su ejecución, revisar los materiales y equipos disponibles, para tomar las medidas preventivas en caso de que fuese necesario.



**REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

CASTELETTI, Isidro. Nociones de Mecánica de Suelos. Universidad de Los Andes, Facultad de Ingeniería. Mérida, Venezuela. 503 p.

Constitución de la República Bolivariana de Venezuela. Artículo 82. Pp. 16.

Constructor Report. Caracas, Venezuela. Mayo 2003. 12 p.

Curso sobre "Análisis del Factor de Seguridad y Diseño de Anclajes en Taludes considerando Falla Planar". Universidad Central de Venezuela, Facultad de Ingeniería. Junio 2000. 70 p.

HOEK, E. and J.W. Bray. Rock Slope Engineering. The Institution of Mining and Metallurgy. Second Edition. 1974.

JUÁREZ B., Eulalio y Rico. Mecánica de Suelos. Tomo I: Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Editorial LIMUSA. D.F., México. 2001. 642 p.

MÁRQUEZ M., Omar. Estudio Geotécnico para Zonificación de Riesgos Geológicos. Caracas, Venezuela. 2001.

NAIME, Wadgi. Curso de Estabilidad de Taludes y Laderas. Universidad Central de Venezuela, Facultad de Ingeniería. Junio, 2001.

Norma Venezolana COVENIN – MINDUR 1756 (Revisión 2001). Edificaciones sismorresistentes.

ORTA A., Pedro Andrés. La Construcción de Terraplenes de Obras Viales. Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Tecnología de la Construcción. Santa Clara, Cuba.

RICO R., Alfonso y Del Castillo. La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Editorial LIMUSA. D.F., México. 1995. 459 p.

SLOPE / W, for Slope Stability Analysis. Geo-Slope International LTD. Versión 3. 1995. [Programa de Computación].

SUÁREZ DÍAZ, Jaime. Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales. Editorial Ingeniería de Suelos Ltda. Bucaramanga, Colombia. 1998.

UGAS F., Celso Tulio. Ensayos de Laboratorio en Mecánica de Suelos Discusión - Evaluación y Procedimiento. Universidad Central de Venezuela, Facultad de Ingeniería. 3era. Edición. Caracas, Venezuela. 1985. 277 p.

## **Ensayo de Corte Directo**

### ***Objetivo***

Determinar los parámetros  $c$  y  $\phi$  que gobiernan la ley de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos y representan la cohesión y el ángulo de fricción interna, respectivamente.

### ***Equipo***

Aparato de corte directo a carga o a deformación controladas.

Cajuelas divididas para anillos de 6 cm de diámetro. Nivel de mano

Flexímetros - tamices - Prensa hidráulica - anillos - balanza - horno - cápsulas para contenido de humedad.

### ***Muestras de suelo***

En lo posible es preferible la utilización de muestras intactas, las cuales se pueden obtener mediante muestreadores apropiados, sobre todo en suelos cohesivos.

En materiales granulares gruesos es recomendable utilizar muestras representativas y disponerlas simulando las condiciones naturales al máximo.

### ***Ventajas***

Es un ensayo sencillo y rápido de ejecutar. Utilizable con mayor ventaja en suelos granulares inertes pero extensible a suelos cohesivos.

### ***Desventajas***

La distribución del esfuerzo cortante no es uniforme.

Difícil de disponer muestras de suelo en la cajuela con idénticas características.

El plano de falla está prefijado, pudiendo no coincidir con el plano más débil.

### ***Procedimiento***

Ensamblar cuidadosamente la caja de corte (retroceder cualquier separación existente entre las partes de la caja y los tornillos de empalme) y fijar la caja en posición.

Colocar cuidadosamente la muestra de suelo preparada en la caja de corte presionando con un pisón de carga, de dimensiones del diámetro interno del anillo, sobre la superficie del suelo.

Pesar el recipiente de la arena para determinar el peso exacto del material utilizado en la muestra. Obtener a continuación una referencia del espesor de la muestra de suelo marcando en varios puntos el borde del pistón o bloque de carga alrededor del perímetro con respecto a la altura de la caja de corte.

Se coloca la muestra inalterada en la cajuela, en el caso de materiales cohesivos. En el caso de materiales granulares inertes la muestra debe colocarse simulando las condiciones naturales ( $\omega$ ,  $e$ ,  $\gamma_d$ ), en otros términos, dándosele la misma compacidad relativa. Estas muestras de suelo son colocadas entre piedras porosas y se adecua el sistema de drenaje según el tipo de ensayo que se desee realizar.

La carga vertical es aplicada por medio de pesas, debiendo considerarse el factor de magnificación según la relación de palanca del aparato.

La muestra es cizallada horizontalmente por mediante el desplazamiento relativo de las dos partes, superior e inferior, en que se divide la cajuela.

Al tratarse de un aparato de corte directo de carga controlada, el desplazamiento horizontal relativo debe procesarse mediante flexímetro. En los aparatos de

deformación controlada, como la rata de deformación es constante ( $v$ ) debe procesarse el tiempo ( $t$ ) y el desplazamiento horizontal relativo viene dado por:

$$D.H = v \cdot t \quad (9.8)$$

Cuando se aplica la carga vertical  $P_i$  sobre la muestra causa un esfuerzo normal  $\sigma_{ni}$ . la deformación que ella produce, se mide en el extensómetro vertical. Se permite la consolidación bajo la carga o se procede al cizallamiento inmediato, según el material y el tipo de ensayo.

Se inicia el desplazamiento relativo de las porciones de cajuela procesándose la relación lectura del extensómetro horizontal contra carga en el portapesa o tiempo contra lectura del dinamómetro.

Como ya se mencionó, conocidas la velocidad de deformación y el tiempo se puede calcular el desplazamiento horizontal relativo.

Las lecturas del dinamómetro, afectadas del factor de calibración correspondiente, permiten conocer las fuerzas cortantes.

Generada la falla se tendría

$P_i, F_i, \sigma_{ni}, \tau_i$

Para el cálculo de  $\tau_i$  debe considerarse el cambio de sección de la muestra de suelo debido al desplazamiento relativo de las porciones de la cajuela.

Se repite el proceso descrito instalándose nuevas probetas de suelo con características índices idénticas y variando en cada caso la carga vertical aplicada.

Se puede establecer finalmente la relación

$\sigma_n$  VS  $\tau$

observándose que estas parejas ordenadas de valores se localizan en línea recta, aproximadamente, en un sistema de coordenadas en que  $\sigma_n$  constituye el eje de las abscisas y  $\tau$  el eje de las ordenadas. Así, la inclinación de esta línea es el ángulo de fricción interna y el intercepto en el origen, define la cohesión.

En la Fig. IX.6., se muestra la envolvente de cizallamiento en los tres únicos casos que se pueden presentar.

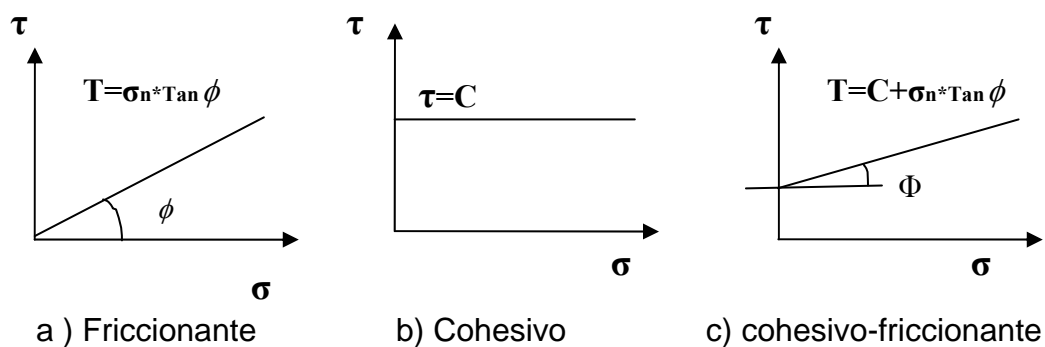


Fig IX.6.- Envolventes de Falla Posibles

**Fuente:** Casteletti, Isidro. Nociones de Mecánica de Suelos.

## Ensayo Contenido de Humedad

### 1.- Definiciones:

El contenido de humedad ( $\omega$ ) es la relación entre el peso de agua libre más la absorbida en la muestra ( $W_{\omega}$ ) y el peso de la muestra secada al horno ( $W_s$ ) a una temperatura constante de  $105 \pm 5^{\circ}$  C durante 24 horas o hasta que no se registre variación en el peso. Si el suelo contiene material orgánico la temperatura debe no ser mayor de  $60^{\circ}$  C para evitar alterar las sustancias que lo constituyen.

El contenido de humedad suele expresarse en porcentaje:

$$\omega = \frac{W_{\omega}}{W_s} \times 100$$

La temperatura de  $105 \pm 5^{\circ}$  C es convencional pero no totalmente arbitraria. El secado a  $105^{\circ}$  C evapora solamente el agua libre mas la absorbida en los poros; el agua químicamente ligada (agua estructural) permanece en el suelo a esa temperatura lo cual indica que existe una cantidad apreciable de agua en el suelo después de secado al horno a  $105^{\circ}$  C.

1.2 En la estructura de un suelo podemos distinguir cuatro tipos de agua, que son de importancia en la formación de su estructura y afectan sus propiedades, ellas son:

a).- Agua intersticial. Sus propiedades físicas y químicas son las del agua líquida normal puede ser impulsada por fuerzas hidrodinámicas.

b).- Agua absorbida. Es un agua móvil con densidad y viscosidad mayores que la del agua normal. Rodea las partículas individuales y está bajo el efecto de las fuerzas polares y eléctricas y de los enlaces iónicos.

c).- Agua adsorbida. No puede ser impulsada por las fuerzas hidrodinámicas puesto que las fuerzas de adsorción son muy grandes. Rodea la superficie exterior de los minerales y también las superficies interiores, en caso de estructura reticular, con una capa extraordinariamente delgada.

d).- Agua estructural: Debido a su naturaleza, no puede ser considerada como agua, ya que consiste de grupos (Hidroxylo  $\text{HO}^-$ ) que son componentes principales del retículo cristalino. Esta “agua” sólo puede separarse a una temperatura muy elevada, a la cual también la estructura cristalina se destruye.

1.3 Humedad natural ( $\omega_n$ ).

Es la humedad natural que posee u suelo tal como se encuentra en el terreno.

1.4 Humedad Higroscópica.

Es la humedad que retiene el suelo cuando se deja de secar a la temperatura ambiente, es decir, “secada al aire”.

2.- Aparatos:

2.1 Horno para secar: capaz de mantener una temperatura constante de  $105 \pm 5^\circ \text{C}$ . La diferencia de  $5^\circ \text{C}$  es de poca importancia práctica.

2.2 Balanzas: que permitan pesadas con una precisión no menor de 1/1000 del peso de la muestra húmeda, sin recipiente.

2.3 Recipientes (tasas): pesadas y numeradas, para contener la muestra en el horno. Estos recipientes deben estar hechos de un material resistente a la corrosión y poco sensibles a cambios de peso o desintegración debido a los repetidos cambios de temperatura.

2.4 Desecador: de vidrio, con cloruro cálcico, gel de sílice, etc., con suficiente poder absorbente.

2.5 Pinzas para manipular los recipientes calientes.

3.- Muestra Selecciónese una muestra representativa de suelo húmedo y tómese un peso mínimo de material de acuerdo con el diámetro de las partículas más grandes de la muestra según la tabla siguiente:

TAMAÑO MAXIMO DE PARTICULA			PESO MINIMO DE LA MUESTRA (gr)
Pasa	Nº	40	10
“	Nº	10	50
“	Nº	4	100
“	1/2”		250
“	1”		500
“	2”		1000

4.- Procedimiento:

4.1 Pesar el recipiente limpio y seco (t).

4.2 Pesar el recipiente con el suelo húmedo ( $t + W_h$ ).



- 4.3 Se introduce luego en el horno a una temperatura de  $105^{\circ} \pm 5^{\circ}$  C. esa temperatura no deberá sobrepasarse, pues causaría la pérdida de una parte del agua de cristalización.

Si la muestra contiene material orgánico u otras sustancias cuya constitución puede ser alterada a la temperatura de  $105^{\circ} \pm 5^{\circ}$  C. A  $60^{\circ}$  C el tiempo se duplica.

- 4.4 Retírese la muestra del horno déjese enfriar en el desecador y pésese ( $W_s + t$ ) cuando haya alcanzado la temperatura ambiente.

Un suelo granular puede ser enfriado normalmente a humedad del ambiente pero un suelo plástico debe guardarse en el desecador si se requiere un período mayor a dos horas, entre el enfriamiento y la pesada; en caso contrario la muestra alcanzará una humedad higroscópica.

## 5. Cálculos:

El contenido de humedad se calculará de la manera siguiente:

$$W_{\omega} = (W_h + t) - (W_s + t) = W_h - W_s$$

$$\text{y } W_s = (W_s + t) - t$$

$$\text{luego: } \omega = \frac{W_{\omega}}{W_s} \times 100$$

## 6.- Comentarios:

La influencia del agua en el suelo se debe a sus características físicas como líquido y a su carácter químico como disolvente. Como líquido afecta a la cohesión, succión, contracción, expansión, y compactación de los suelos. La acción disolvente se manifiesta en la formación de suelos a partir de las rocas madres. La disolución de ciertas sales solubles por la acción química del agua, produce iones metálicos cargados positivamente (cationes); tales como el sodio, magnesio, calcio y aluminio, que tienen la propiedad de ser absorbidos en la superficie de las partículas del suelo. Las sales solubles, además de originar iones metálicos, pueden afectar al suelo o a las estructuras en contacto con él. Esto puede ocurrir: 1) atacando al concreto u otros materiales que contengan cemento, 2) disgregando por cristalización a los materiales porosos, tales como el mismo suelo y 3) corroyendo los metales, tales como las tuberías de hierro. Las sales de mayor interés son los sulfatos de sodio, magnesio y calcio; puesto que son sales solubles, lo cual representa un peligro potencial. El sulfato de calcio se encuentra generalmente en las arcillas, en forma de yeso cristalizado. Los sulfatos de sodio y magnesio se encuentran en menor cantidad, pero son más solubles que el calcio. Los sulfatos solubles pueden corroer tuberías de hierro, presentes en suelos arcillosos saturados. La cristalización de sales puede reducir a polvo una mezcla de suelo y cemento. Los sulfatos atacan el cemento produciéndole expansión por hidratación y en consecuencia el agrietamiento del concreto.

**Fuente:** Ugas F., Celso. Ensayos de Laboratorio en Mecánica de Suelos. Mayo, 1.985.

## Ensayo Granulometría

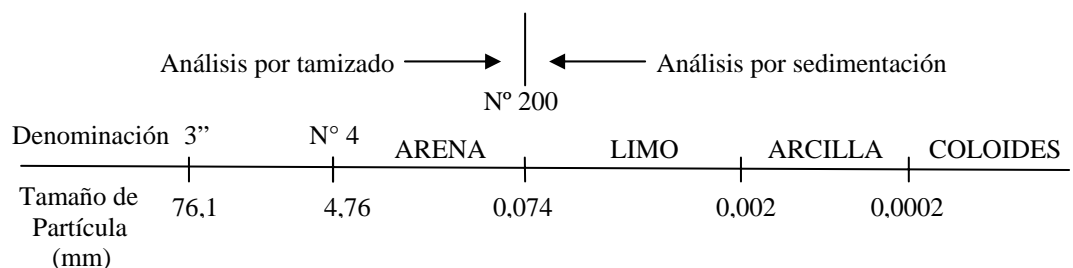
### 1.- Definiciones y Generalidades:

El análisis granulométrico o análisis mecánico de un suelo consiste en separar y clasificar por tamaños las partículas que lo componen determinando en porcentaje, del peso total, la cantidad de granos de distintos tamaños que contiene dicho suelo.

El tamaño de la partícula  $d$  (mm), se define como la abertura del tamiz de malla cuadrada más cerrada por la cual pasa la partícula; si ésta fuera menor de 0.074 mm será entonces, el diámetro de una esfera de peso específico igual al suelo que descende en agua destilada con la misma velocidad que la partícula de suelo respectiva.

Dependiendo del tamaño de los granos el análisis puede ser:

- a) Por tamizado
- b) Por sedimentación: hidrómetro o sifoneado
- c) Combinado con ambos, a y b.



No existe un patrón internacional para correlacionar el tamaño de la partícula con una denominación; aunque en varios países se emplea un mismo criterio. Aquí se

seguirá la norma ASTM (American Society for Testing and Materials) por ser de uso frecuente en nuestro medio.

El tamaño límite de los dos procedimientos es de 0.074 mm que corresponde a la malla del tamiz N° 200 de la serie del U.S. Bureau of Standards. El número 200 designa la cantidad de aberturas por pulgada de longitud de la tela del tamiz.

## 2.- Aparatos.

2.1 Balanza de torsión o eléctrica, con sensibilidad de 0.1 gr.

2.2 Tamices: Juego de tamices de malla cuadrada que cumpla las especificaciones ASTM E-11, con su tapa y recipiente inferior. Se recomienda incluir los tamices indicados en la Tabla V-1

2.3 Tamizadora mecánica, es opcional.

2.8 Cronómetro o reloj segundero.

2.9 Utensilios de uso general:

Horno de secado, envases apropiados para el manejo y secado de las muestras.

## 3.- ANÁLISIS POR TAMIZADO.

Para clasificar por tamaños las partículas gruesas, el método más adecuado es el tamizado. En éste se utilizará un juego de tamices de malla cuadrada que cumpla con las especificaciones ASTM E-11. Un conjunto de tamices que permite un espaciamiento uniforme en los puntos de la curva granulométrica es el siguiente:

T A M I Z	3"	1 ½"	¾"	⅜"	N° 4	N° 10	N° 20	N° 40	N° 100	N° 200
ABERTURA (mm)	76.2	38.1	19.1	9.5	4.76	2.00	0.840	0.420	0.149	0.074

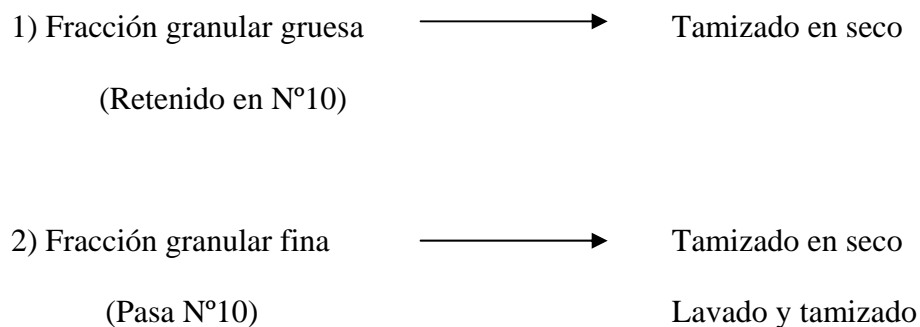
En general, un buen espaciamiento de los diámetros del suelo en la curva de distribución de tamaños se obtendrá si se emplea un conjunto de tamices que tengan aberturas aproximadamente la mitad del tamiz anterior más grueso. Así tenemos que para suelos más finos que el tamiz N° 10 (2mm), la ASTM exige los tamices siguientes: Nos. 20, 40, 60, 140 y 200.

### 3.1 Muestra:

La muestra esta constituida por dos fracciones: una retenida sobre el tamiz N° 10 (2.00 mm) y la otra pasante por ese tamiz. Ambas fracciones se ensayarán por separado.

El peso total de la muestra será la suma de los pesos secos de ambas fracciones.

El análisis granulométrico para las dos fracciones se realiza así:



### 3.2 Análisis de la Fracción gruesa.

#### 3.2.1 Procedimiento (Tamizado en seco).

1.- Secar el material en un horno a temperatura constante de  $105 \pm 5^\circ\text{C}$ . Si el suelo contiene material orgánico u otras sustancias cuya constitución pueda ser

alterada a la temperatura de 105°C, se secará entonces a una temperatura no mayor de 60°C duplicándose el tiempo se secado.

- 2.- Tómese una muestra representativa del material, cuyo peso se indica en la Tabla V-2, en función del tamaño de sus partículas más grandes.

Tabla V-2

Diámetro Nominal de las partículas más grandes (pulgadas)	Peso mínimo de la muestra (gr)
3/8	500
3/4	1000
1	2000
1 1/2	3000
2	4000
3	6000

- 3.- Tamizar la muestra por los tamices de 3” al N °10 indicados en la Tabla V-1 durante unos 15 minutos a mano ó 10 minutos en la tamizadora efectuando principalmente movimientos horizontales.

- 4.- Pésese la fracción retenida en cada tamiz.

### 3.2.2 Cálculos.

El porcentaje retenido sobre un tamiz se calculará así:

$$\% \text{ Ret}_i = \frac{\text{Peso ret. en tamiz } i}{\text{Peso total}} \times 100 \quad (5.1)$$

El porcentaje más fino se obtiene restando de 100 % el porcentaje retenido en el primer tamiz, a este resultado se le resta el porcentaje retenido en el tamiz siguiente y así sucesivamente. También se obtiene restando de 100 % los porcentajes en forma acumulada de los retenidos sobre cada tamiz, hasta llegar al tamiz en consideración.

$$\% \text{ Mas fino } i = 100 \% - \sum \% \text{ Ret}_i \quad (5.2)$$

### 3.3 Análisis de la fracción fina.

3.3.1 Tamizado en seco: Se emplea para materiales arenosos que contengan muy poco limo y arcilla y cuyos terrones en estado seco se desintegren con facilidad.

#### 3.3.1.1 Procedimiento.

- 1.- Tómese unos 100 a 200 grs. (peso inicial) de la muestra seca que pasó por el tamiz N° 10 (2.00 mm). Si el suelo presenta terrones éstos se desmoronan cuidadosamente para no romper los granos.
- 2.- Tamizar el material por los tamices del N° 10 al N° 200 (Tabla V-1) y determinar los pesos retenidos en cada tamiz.

#### 3.3.1.2 Cálculos.

El porcentaje retenido sobre un tamiz  $i$  se calculará así:

$$\% \text{ Ret}_i = \frac{\text{Peso ret. en tamiz } i}{\text{Peso inicial}} \times (\% \text{ Pasa N}^\circ 10)^* \quad (5.3)$$

El porcentaje más fino se obtiene restando del % Pasa N° 10 el porcentaje retenido en el tamiz siguiente, a este resultado se le resta el % Retenido en el tamiz que sigue y así sucesivamente. También se puede obtener restando del % Pasa N° 10 los porcentajes retenidos en forma acumulada sobre cada tamiz.

$$\% \text{ Mas fino}_i = \% \text{ Pasa N}^\circ 10 - \sum \% \text{ Ret.}_i \quad (5.4)$$

### 3.3.2 Lavado y tamizado

Se requiere en caso de materiales limosos y arcillosos con poco contenido de arena, cuyos terrones en estado seco no se rompen con facilidad.

## 5.- Resultados.

Los resultados numéricos obtenidos en el análisis granulométrico se representan en un sistema de coordenadas semilogarítmicas, obteniéndose así la curva granulométrica correspondiente al suelo ensayado. La representación semilogarítmica es preferible, ya que se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos, los cuales resultan muy comprimidos en escala natural.

5.1 Tamaño máximo: El tamaño máximo de las partículas puede obtenerse directamente de la curva.

- 5.2 Tamaño Efectivo: Es el tamaño máximo de los granos que forman el 10 % en peso más fino (este tamaño siempre existe.)

$d_{10}$  = tamaño o diámetro efectivo.

- 5.3 Coefficiente de uniformidad o de Hazen: Es la relación que existe entre el diámetro que corresponde al 60% de peso más finos y el 10% del mismo. Este coeficiente indica la pendiente media de la curva granulométrica en su parte central, comprendida entre el 60% y 10 %

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (5.22)$$

- $C_u < 5$  → Suelos uniformes.  
 $5 < C_u < 15$  → Suelos no uniformes (heterogéneos).  
 $C_u > 15$  → Suelos muy desuniformes (muy heterogéneos).

El coeficiente  $C_u$  indica la proporción de partículas del mismo tamaño. Si las partículas son todas del mismo diámetro  $C_u = 1$ .  $C_u$  puede ser cualquier número mayor que uno, el aumento del valor de  $C_u$  representa un amplio rango de diferentes tamaños de partículas.

La uniformidad de un suelo granular o ligeramente granular da una idea sobre su compacidad al compactarlo. En general, los suelos con  $C_u > 15$  presentan una compacidad mayor al compactarlos.



5.4 Coeficiente de curvatura: Es la relación del diámetro de porcentaje 30% entre el producto del diámetro del 60% y 10%.

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60} \cdot d_{10}} \quad (5.23)$$

El coeficiente de curvatura  $C_c$  describe la suavidad y la forma de la curva de gradación. Valores de  $C_c$  muy altos o muy bajos indican que la curva es irregular.

**Fuente:** Ugas F., Celso. Ensayos de Laboratorio en Mecánica de Suelos. Mayo, 1.985.

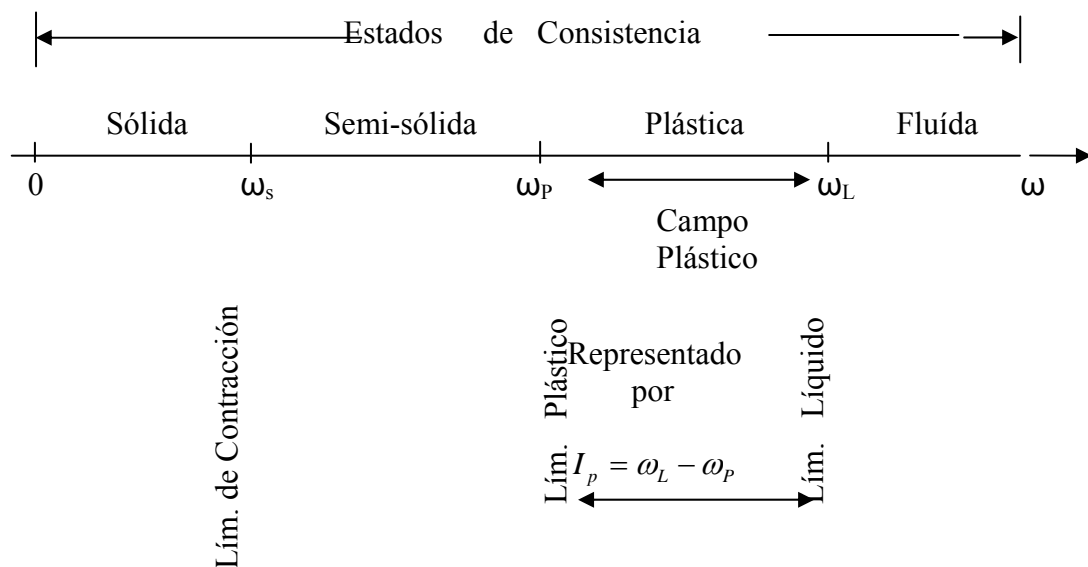
## Ensayo Límites de Consistencia de Atterberg

### Definiciones y Generalidades:

Se entiende por consistencia el grado de cohesión de las partículas de un suelo y su resistencia a aquellas fuerzas exteriores que tienden a deformar o destruir su estructura.

Un suelo de grano fino puede existir en un estado cualquiera de consistencia, dicho estado depende de la cantidad de agua en el sistema trifásico: suelo, agua y aire. En 1.911 A. Atterberg definió las fronteras de cuatro estados de consistencia en términos de “límites” en la forma siguiente: a).- “límite líquido”, es la frontera entre los estados líquido y plástico; b).- “límite plástico”, la frontera entre los estados plástico y semisólido; y c).- “límite de contracción”, la frontera entre los estados semi-sólido y sólido. Estos límites han sido definidos en forma más precisa, por A. Casagrande, en función de los contenidos de humedad del suelo y se describen en las páginas siguientes.

Los límites y estados de consistencia mencionados pueden ser representados gráficamente como se ilustra a continuación:



### 2.- Aparatos:

#### 2.1 Límite líquido.

2.1.1 Aparato de A. Casagrande para determinar el límite líquido, Fig 6.1

2.1.2 Ranuradora tipo ASTM, Fig. 6.1

#### 2.2 Límite plástico.

2.2.1 Superficie lisa (ej: vidrio) de unos 20 x 20 cm.

- 2.3 Límite contracción.
  - 2.3.1 Molde de contracción: molde cilíndrico metálico con base plana de diámetro 45mm. y 10mm. de altura aproximadamente.
  - 2.3.2 Envase de vidrio de aproximadamente 60mm. de diámetro y 30 mm de altura con borde superior pulido y definido en un plano paralelo a la base.
  - 2.3.3 Placa transparente con tres puntas metálicas para sumergir la muestra en mercurio, Fig. 6.6
  - 2.3.4 Regla de acero para enrasar la superficie de la muestra en el molde.
  - 2.3.5 Cilindro graduado con capacidad de 25 ml. y apreciación de 0.2 ml.
  - 2.3.6 Mercurio, suficiente para llenar el envase de vidrio hasta rebosar.
- 2.4 Utensilios de uso general, como:
  - 2.4.1 Cápsula de evaporación, preferiblemente de porcelana, de unos 12 cm. o más de diámetro.
  - 2.4.2 Espátula pequeña de hoja flexible y unos 8cm de largo por 2 cm. de ancho.
  - 2.4.3 Recipientes pequeños con tapa para secar el suelo ensayado en el horno.
  - 2.4.4 Balanza con sensibilidad de 0.01 gr.
  - 2.4.5 Horno para secar el suelo.
  - 2.4.6 Desecador de vidrio.
  - 2.4.7 Tamiz N° 10 y N° 40 ASTM designación E – 11.
  - 2.4.8 Mortero y pisón de porcelana.
  - 2.4.9 Agua destilada o desmineralizada.

### 3.- Muestra:

La determinación de los límites de consistencia se hará con la fracción de suelo que pasa por el tamiz N° 40

#### 3.1 Preparación de la muestra.

La muestra requerida para la determinación de los límites de consistencia debe estar constituida en forma exclusiva por partículas pasantes por el tamiz N° 40. Se emplean dos procedimientos en la preparación de la muestra. Para determinar cuál proceso conviene, tómesese una muestra auxiliar secada al horno y presiónese

con los dedos. Si se desmorona fácilmente (material arenoso-limoso o limoso), usar el método de separación en seco; si la muestra ofrece resistencia considerable y los granos no pueden separarse (material arcilloso), prepárese con ayuda del agua.

### 3.1.1 Procedimiento por vía seca.

- 1.- Secar la muestra al aire libre a temperatura ambiente o en horno a temperatura no superior a 60°.
- 2.- Pasar el material seco por el tamiz N° 10 y desmoronar los terrones con el pisón, teniendo cuidado de no romper las partículas grandes.
- 3.- Tamizar luego por la malla N° 40 y tómesese 200g. de material que pasa dicho tamiz.
- 4.- Agréguese agua y con la espátula mézclese hasta obtener una pasta uniforme, suave y espesa
- 5.- Guárdese la muestra humedecida en un frasco durante unas 12 horas o más, para que la humedad se distribuya uniformemente en todos los granos del suelo.

### 3.1.2 Procedimiento por vía húmeda.

Se emplea en los suelos con materia orgánica y algunos inorgánicos que sufren cambios importantes en los límites de Atterberg, si son secados en el horno.

- 1).- Colóquese la muestra en un envase apropiado, cúbrase con agua y déjese remojar hasta que todos los terrones se ablanden. Lávese a continuación el material por el tamiz N° 40 y recójase en un recipiente toda el agua usada en el lavado.
- 2).- Déjese sedimentar el material contenido en el agua de lavado y luego decántese o sepárese por sifoneado el agua que quede encima del material lavado

El agua restante puede eliminarse filtrando la suspensión por un papel de filtro adecuado.

## 4.- Límite líquido ( $\omega_L$ )

### 4.1 Definición:

Es el contenido de humedad de un suelo para el cual, dos secciones de una muestra moldeada del mismo separadas por una ranura de dimensiones estándar, alcanzan apenas a tocarse, sin unirse, al someterla al impacto de 25 golpes bien definidos en el aparato de A. Casagrande.

Los materiales granulares tienen límites líquidos bajos o pueden no presentarlo. Los suelos de límite líquido elevado son siempre de grano fino y contienen

muchos minerales absorbentes de agua. Estos suelos no son favorables para la construcción, porque generalmente son muy compresibles.

#### 4.2 Determinación del límite líquido.

##### 4.2.1 Método convencional:

- 1.- Ajústese a la altura de caída de la cápsula de latón C, Fig. 6.1 (aparato de A. Casagrande) para que sea exactamente de 1 cm, esa distancia se logra con el extremo de la ranuradora que tiene 1 cm. Por lado y los tronillos de ajuste del aparato H e I, Fig. 6.1.
- 2.- Colóquese por partes en el platillo la muestra preparada en la forma descrita, apisonándola contra el fondo con movimientos circulares mediante la espátula evitando así que el suelo atrape burbujas de aire.
- 3.- Finalmente de nivela y alisa horizontalmente la superficie con la espátula procurando obtener 1 cm. de profundidad en el punto de espesor máximo.
- 4.- Sepárese la muestra por el centro con el ranurador desde el interior hasta el borde libre del platillo dejando un canal limpio y claro, Fig. 6.2.
- 5.- Gírese la manivela F, (Fig. 6.1) del aparato con una velocidad en la caída del platillo de dos golpes por segundo, contando el número de golpes requeridos para que los labios de la ranura se unan en una longitud de 1 cm. aproximadamente.
- 6.- Anótese el número de golpes y tómese una muestra del suelo próximo a los labios de la ranura en la parte dónde se cerró, pesarla y secarla al horno para determinar su contenido de humedad.
7. Repítanse los pasos 2 a 6, limpiando y secando previamente el platillo, disminuyendo el contenido de humedad de la muestra, hasta obtener tres ensayos en los cuales el número de golpes necesarios para el cierre de la ranura esté en los rangos de 10 a 20 a 30 y 30 a 40.

##### Evaluación.

En un gráfico, que tenga en abcisas el número de golpes en escala logarítmica y en ordenadas los porcentajes de humedad del suelo en escala aritmética, dibújese los valores obtenidos en el ensayo.

Trácese la resta media entre los tres puntos y repórtese como límite líquido, el contenido de humedad, leído sobre la recta, que corresponda a 25 golpes, Fig. 6.3. la pendiente de esta recta se denomina índice de fluencia ( $I_f$ ).

La desviación del punto intermedio con la recta que une los extremo, medido verticalmente, debe ser menor del 3%  $\omega_L$ , en caso contrario repítase el ensayo, Fig. 6.3.

#### 4.2.2 Método alternativo:

Existe un método simplificado para la determinación del límite líquido, basado en el hecho comprobado experimentalmente de que empleando escalas logarítmicas, tanto en abcisas (número de golpes) como en ordenadas (porcentaje de humedad), los puntos representativos de las distintas determinaciones están en línea recta (Fig. 6.4), y además esta recta tiene una pendiente constante para suelos del mismo origen y una variación reducida para suelos de orígenes diferentes. (Lambe, 1.951 y U.S. Waterways Experimental Station, 1.949)

o bien: 
$$\omega_L = \omega \left( \frac{N}{25} \right) Tg\beta \quad (6.1)$$

El valor más recomendado usar para  $Tg\beta$  es el de 0.12. Con objeto de facilitar el uso de la fórmula anterior se dan los valores de  $(N/25)^{0.12}$ , en la tabla VI – 1, para cualquier número de golpes entre 20 y 30.

TABLA VI-1

N	$(N/25)^{0.12}$	N	$(N/25)^{0.12}$	N	$(N/25)^{0.12}$
20.....	0.974	24.....	0.995	28.....	1.014
21.....	0.979	25.....	1.000	29.....	1.018
22.....	0.985	26.....	1.005	30.....	1.022
23.....	0.990	27.....	1.009		

En la práctica se seguirá el procedimiento del método convencional pero se harán sólo dos determinaciones, una entre 15 a 25 y otra de 25 a 40.

El límite líquido será el promedio de ambas determinaciones calculadas con la fórmula:

$$\omega_L = \omega \left( \frac{N}{25} \right)^{0.12} \quad (6.2)$$

Si la diferencia entre ellas es mayor que 2.5 %  $\omega_L$  el ensayo deberá repetirse.

#### 5.- Límite Plástico ( $\omega_p$ )

##### 5.1 Definición:

Se ha convenido en considerar el límite plástico de un suelo como su mínimo contenido de humedad que permite amasarlo en cilindros de 3 mm. (1/8") de diámetro sin que se rompan o desmoronen.

La plasticidad es una característica de los suelos cohesivos que les permite sufrir deformaciones considerables de corte sin romperse, sin presentar agrietamiento en su superficie, sin rebote elástico y sin sufrir cambios de volumen apreciables.

La plasticidad de los suelos se debe al efecto lubricante de la película de agua que hay entre partículas adyacentes, y depende de los factores que influyen sobre la superficie y el espesor de la película de agua. Por ello, la plasticidad es función de la forma y el tamaño de las partículas y de la naturaleza química de su superficie.

El límite plástico tiene importancia práctica, ya que la manipulación del suelo y la ejecución de obras de tierra es más fácil en ese estado. La excavación del material y su compactación se realizan con el menor trabajo.

## 5.2 Determinación del límite plástico.

Procedimiento:

- 1.- Tómese una pequeña cantidad de suelo preparada como se describió en el ensayo anterior.
- 2.- Amásese y ruédese sobre una superficie lisa (lámina de vidrio por ejemplo) con la mano; hasta formar cilindros de 3 mm. de diámetro (aproximadamente), comprímase y repítase el amasado, se pierda con ello cierta humedad. Repítase la operación hasta que el cilindro se agriete durante el proceso de amasado Fig. 6.5.
- 3.- Reúnanse los trozos del suelo en un envase, pésele y determínese su contenido de humedad secándolo al horno.
- 4.- En el caso de suelos arenosos el amasado de los rollos se hará con la espátula, secando continuamente el agua que deja el material sobre la superficie. Cuando la muestra se resquebraje, se considera que alcanzó su límite plástico. El diámetro del rollo en este caso puede o no ser de 3 mm; usualmente será mayor.
- 5.- Sí el límite no puede ser determinado, se dice que el suelo es no plástico (NP).
- 6.- El límite plástico será el promedio de los valores de humedad antes determinados (mínimo: dos), la diferencia entre dos determinaciones debe ser menor del 2 %, de lo contrario repítase el ensayo.

## 6.- Límite de Contracción ( $\omega_s$ )

## 6.1 Definición:

Es el contenido de humedad para el cual cesa la disminución del volumen de la masa de suelo, aún cuando el contenido de agua continúe disminuyendo (evaporándose).

## 6.2 Procedimiento

- 1.- Tómese una muestra representativa de unos 30 gr. de material pasante el tamiz N° 40 y preparada como se describió en el ensayo de límite líquido.
- 2.- Pésese el molde de contracción ( $W_m$ ), y determínese su volumen ( $V_m$ ) así: llénese con mercurio, se enrasa con una placa de vidrio lisa y rígida y mídase el volumen de mercurio contenido en el molde con un cilindro graduado de 25 ml. El volumen inicial de la probeta húmeda ( $V_h$ ), se considerará igual al volumen del molde ( $V_m = V_h$ )
- 3.- Colóquese el suelo en una cápsula de evaporación y mézclase con agua destilada o desmineralizada hasta obtener una trabajabilidad igual o algo superior al límite líquido del suelo.
- 4.- Para evitar la adhesión del suelo al interior del molde de contracción, se recubre éste con una delgada capa de vaselina u otra grasa pesada.
- 5.- Colóquese el suelo en el molde entre porciones aproximadamente iguales hasta llenarlo, y después de colocada cada porción se golpea el conjunto sobre una superficie firme, amortiguada con varias capas de papel periódico o similar, hasta lograr extender el material y remover las burbujas de aire atrapadas en la masa.  
  
Si hace falta, agréguese más suelo y continúese el proceso hasta que se rebose el molde.
- 6.- Enrase la superficie con la regla de acero, límpiase el molde por fuera y pésese ( $W_h$ ).
- 7.- Séquese el suelo al aire, a temperatura ambiente, hasta que su color originalmente oscuro se torne más claro; luego séquese en horno a  $105^\circ \pm 5^\circ\text{C}$ , ó a  $60^\circ\text{C}$  si contiene material orgánico hasta que adquiera un peso constante (después de 24 horas aprox.). Déjese enfriar a temperatura ambiente en el desecador y pésese a continuación ( $W_d$ ).
- 8.- Se separa la muestra seca del molde y se determina su volumen de la forma siguiente: llénese el envase de vidrio con mercurio y enráselo utilizando la placa con las tres puntas (Fig. 6.6, límpiase el envase de todo mercurio adherido por fuera y colóquelo en una vasija de porcelana. Póngase la muestra sobre la superficie del mercurio e introdúzcala en él utilizando la placa con las tres puntas apretando a esta contra el borde del envase; se mide luego el volumen de mercurio desalojado por la muestra en el cilindro



graduado de 25 ml. ( $V_d$ ). Es importante que no haya quedado aire atrapado debajo de la muestra.

El volumen del mercurio desalojado se considerará igual al de la muestra

$$\text{seca} \left( V_d = \frac{W_{Hg\_despl.}}{\gamma_{Hg}} \right)$$

### 6.3.1 Contenido de humedad.

Calcúlese el contenido de humedad inicial ( $\omega$ ) del suelo con la fórmula siguiente:

$$\omega = \frac{W_h - W_d}{W_d - W_m} \times 100 \quad (6.3)$$

### 6.3.2 Límite de Contracción.

Calcúlese el límite de contracción ( $\omega_s$ ) utilizando alguna de las expresiones siguientes:

$$\omega_s = \omega - \frac{(V_h - V_d)\gamma_\omega}{W_d - W_m} \times 100 \quad (6.4)$$

$$\omega_s = \left( \frac{1}{\gamma_o} - \frac{1}{G} \right) \quad (6.5)$$

$$\text{siendo: } \gamma_o = \frac{W_d - W_m}{V_d \cdot \gamma_\omega} \quad \text{y} \quad \gamma_\omega = 1.0 \text{ g/cm}^3 \quad (6.6)$$

A  $\gamma_o$  se le llama la “relación de contracción”.

### 6.3.2 Contracción volumétrica ( $V_s$ ).

Es la disminución de volumen (en porcentaje) que experimenta la masa de suelo cuando su contenido de humedad se reduce de un porcentaje dado ( $\omega_i$ ) al límite de contracción ( $\omega_s$ ) y se calcula mediante la fórmula siguiente:

$$(\%) V_s = (\omega_i - \omega_s)\gamma_o \quad (6.7)$$

### 6.3.3 Contracción Lineal ( $L_s$ )

Es la disminución unidimensional de una masa de suelo, expresada como un porcentaje de la dimensión original, cuando el contenido de humedad se reduce de un valor dado al límite de contracción; y puede calcularse mediante la fórmula siguiente:

$$L_s = 100 \cdot \left( 1 - \sqrt[3]{\frac{100}{V_s + 100}} \right) \quad (6.8)$$

#### 6.3.4 Peso específico (G).

Suponiendo que no queda atrapada ninguna burbuja de aire, al introducir el suelo húmedo en el molde de contracción, el peso específico de los sólidos puede calcularse por la fórmula siguiente:

$$G = \frac{1}{1/\gamma_o - \omega_s/100} \quad (6.9)$$

### 7.- Indices de Consistencia:

Los índices de consistencia se derivan de los límites: líquido, plástico y de contracción, y son los siguientes:

#### 7.1 Índice de Plasticidad.

Es el valor numérico de la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico, o sea:

$$I_p = \omega_L - \omega_p \quad (6.10)$$

Aquellos suelos que no poseen límite plástico no tienen plasticidad (NP), como por ejemplo la arena. El índice de plasticidad de un suelo es una medida de su capacidad de desarrollar cohesión. Mientras mayor sea la plasticidad, calores más elevados podrá alcanzar la cohesión del suelo. Esta propiedad índice desempeña un papel importante en la clasificación de los suelos.

#### 7.2 Índice de flujo (I<sub>f</sub>), o de escurrimiento.

Se define como la pendiente de la curva de flujo obtenida en un ensayo de límite líquido, expresada como la diferencia entre los contenidos de humedad a 1 y 10 golpes, a 5 y 50 golpes, o 0 a 10 y 100 golpes.

$$\text{Ej. } I_f = \omega_5 - \omega_{50} = 0.834 - 0.629 = 0.205$$

#### 7.3 Índice de tenacidad (I<sub>t</sub>).

Es la relación entre el índice de plasticidad y (I<sub>p</sub>) y el índice de flujo (I<sub>f</sub>), ambos expresados en fracción racional.

$$I_T = \frac{I_p}{I_f} \quad \text{Ej.: } I_T = \frac{0.3221}{0.205} = 1.571 \quad (6.12)$$

#### 7.4 Índice de contracción (I<sub>s</sub>).

Es la diferencia numérica entre los límites plásticos y de contracción:

$$I_s = \omega_p - \omega_s \quad (6.13)$$

### 7.5 Indice de fluidez o liquidez ( $I_L$ )

Es la relación agua plasticidad

$$I_L = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} = 1 - I_C \quad (6.14)$$

### 7.6 Indice de consistencia ( $I_C$ ), o consistencia relativa ( $Cr$ ).

Indica la consistencia de un suelo en su estado natural, expresada por su contenido de humedad ( $\omega$ ), con relación a sus límites plástico y líquido.

$$I_C = \frac{\omega_L - \omega}{\omega_L - \omega_p} = \frac{\omega_L - \omega}{I_p} \quad (6.15)$$

La consistencia de un suelo estará definida según el valor del índice de consistencia dentro de los rangos indicados en la Tabla VI - 2

### REPRESENTACIÓN GRÁFICA

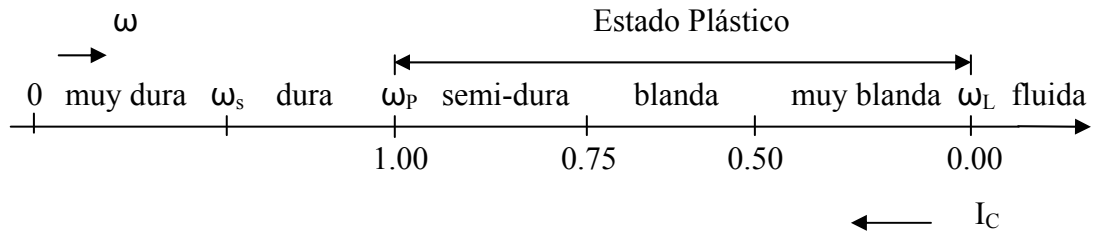


TABLA VI - 2

Indice de Consistencia $I_C$	Humedad Natural $\omega$	Consistencia del Suelo
0 ó menor	$\omega \geq \omega_L$	fluida
a 0.50 0.50 a 0.75 0.75 a 1.00	$\omega_L > \omega \geq \omega_P$	muy blanda blanda semi-dura
> 1	$\omega_P > \omega \geq \omega_S$ $\omega < \omega_S$	dura muy dura

8.- Comentarios.

Los límites líquido y plástico dependen de la fracción arcillosa del suelo. Un suelo con alto contenido arcilloso tiene usualmente límites plásticos y líquidos altos, mientras que los suelos arenosos, menos cohesivos, dan resultados bajos en el ensayo. Los límites líquidos por debajo del 20 % son excepcionales y difíciles de determinar experimentalmente, mientras que la mayoría de los suelos arcillosos tienen límites líquidos del orden del 50 al 90 por ciento. Cuando un suelo contiene una proporción alta de materia orgánica, ambos límites son más altos, aunque el índice de plasticidad es similar al del mismo suelo sin materia orgánica.

El índice de plasticidad ( $I_p$ ) generalmente es una función de la cantidad de arcilla que hay en el suelo, mientras que los límites plástico y líquido, individualmente, son funciones de la cantidad y tipo de arcilla. Por consiguiente, si se consideran los límites líquidos en relación con los índices de plasticidad, una diferencia en estas relaciones será debida a diferencias en el tipo de arcilla. Una excepción son los suelos que contienen mucha materia orgánica y aquellos cuyas partículas son porosas y contienen huecos, los cuales tienen límite líquido relativamente alto para un índice de plasticidad dado.

Los límites de Consistencia permiten identificar un suelo; así como también, dan información respecto a las propiedades cohesivas de un suelo y la cantidad de agua capilar que pueden retener. Casagrande resume otras características que indican los límites de Atterberg, ellas se muestran a continuación:

Características	Comparando suelos de igual $\omega_L$ con $I_p$ que aumenta	Comparando suelos de igual $I_p$ con $\omega_L$ que aumenta
Compresibilidad	Aproximadamente la misma	Aumenta
Permeabilidad	Disminuye	Aumenta
Tenacidad cerca del $\omega_p$	Aumenta	Disminuye
Resistencia seca	Aumenta	Disminuye

**Fuente:** Ugas F., Celso. Ensayos de Laboratorio en Mecánica de Suelos. Mayo, 1.985.

## Ensayo Peso Específico

### 1.- Definiciones:

Peso específico del suelo (G): El peso específico de un suelo (G) es la relación entre el peso unitario de las partículas sólidas del suelo ( $\gamma_s$ ) y el peso unitario del agua estilada a una temperatura de referencia, generalmente a 4° C ya que  $\gamma_{\omega 4^\circ} = 1,00 \frac{\text{gr}}{\text{cm}^3}$  .

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_{\omega 4^\circ}} = \frac{W_s}{V_s \times \gamma_{\omega}} \quad (\text{adimensional}) \quad (4.1)$$

El peso específico de los suelos varía comúnmente entre los valores 2,5 a 2,8. Los suelos orgánicos tienen valores bajos (Humus: G = 1,37).

### 1.1 Uso

El peso específico (G) es un factor auxiliar que se emplea para determinar otras propiedades del suelo como son: porosidad, relación de vacíos, la velocidad de caída de una partícula en el seno de un fluido viscoso (método del hidrómetro basado en la Ley de Stokes). También se utiliza en: estudios de consolidación del suelo, cálculo del grado de saturación, estudios del gradiente hidráulico crítico, y en otros cálculos. Por ello debe prestársele atención y precisión a la determinación del peso específico de un suelo.

Conviene diferenciar del peso específico de los distintos pesos unitarios, por ello, éstos se definen a continuación:

a).- Peso unitario de los sólidos ( $\gamma_s$ ): Es el peso de las partículas sólidas de un suelo por unidad de volumen de esa masa sólida (excluyendo los vacíos: aire y agua).

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} = G\gamma_{\omega} \quad \left( \text{gr/cm}^3, \text{ton/m}^3 \right) \quad (4.2)$$

b).- Peso unitario ( $\gamma$ )

Es el peso del suelo (sólidos + agua) por unidad de volumen total (sólidos + agua + aire).

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_{\omega}}{V_s + V_{\omega} + V_a} \quad (4.3)$$

c).- Peso unitario saturado ( $\gamma_d$ )

Se define como el anterior pero teniendo en cuenta que no contiene agua.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{\gamma}{1 + \omega} \quad (4.4)$$

Deducción de (4.4):

$$\omega = \frac{W_\omega}{W_s} = \frac{W - W_s}{W_s} \therefore$$

$$W_s = \frac{W}{1 + \omega} \quad \text{ó} \quad \frac{W_s}{V} = \frac{W/V}{1 + \omega} \rightarrow \gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \omega}$$

d).- Peso unitario saturado ( $\gamma_{sat}$ )

$$\gamma_{sat} = \gamma_\omega + \gamma_d \left(1 - \frac{1}{G}\right) = \frac{1 + \omega}{1 + \omega G} G \gamma_\omega \quad (4.5)$$

e).- Peso unitario sumergido ( $\gamma'$ )

Teniendo en cuenta el empuje del agua sobre las partículas y de acuerdo al principio de Arquímedes, el peso unitario sumergido será:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_\omega = \gamma_d \frac{G - 1}{G} \quad (4.6)$$

2.- Aparatos:

Picnómetro. Un matraz de vidrio pirex con 250 ó 500 ml.de capacidad a 20° y tolerancia de  $\pm 0,3^\circ$  ml., que debe estar calibrado antes del ensayo

Balanza. De sensibilidad 0,01gr ó de 0,001 gr para picnómetros menores (50 ml)

Termómetro. Con apreciación de 0.1° C

Mechero Bunsen o fuente de calor para hervir el contenido del picnómetro. Puede emplearse también una bomba de vacío capaz de mantener una presión inferior a 100 mm de Hg.

Utensilios diversos: horno, mortero de porcelana con su mazo, pipeta, agua destilada, envases apropiados para el manejo y secado de las muestras.

### 3.- Fundamento del ensayo:

El peso específico del suelo se determina generalmente por la medida del volumen de agua desplazado por sus partículas sólidas.

$W_s$  = Peso de las partículas sólidas del suelo (peso del suelo seco).

$W_1$  = Peso del frasco con agua destilada y suelo a T°C.

$W_2$  = Peso del frasco con agua destilada a T°C.

Entonces el volumen de agua desalojada por la muestra sumergida es:

$$V_s = \frac{(W_s)_{\text{aire}} - (W_s)_{\text{agua}}}{\gamma_{\omega T}} = \frac{W_s - (W_1 - W_2)}{\gamma_{\omega T}}$$

el peso unitario de los sólidos:

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} = \frac{W_s \times \gamma_{\omega T}}{W_s - (W_1 - W_2)} \quad (\text{gr/cm}^3)$$

luego por definición el peso específico será:

$$G = \frac{\gamma_s}{\gamma_{\omega 4^\circ}} = \frac{W_s}{W_s + W_2 - W_1} \bullet \frac{\gamma_{\omega T}}{\gamma_{\omega 20^\circ}} \quad (\text{a dimensional}) \quad (4.7)$$

### 5.- Determinación del Peso Específico:

#### 5.1 Muestra

5.1.1 Se empleará una muestra representativa del material que pasa por el tamiz No. 10; sin embargo la fracción gruesa retenida en dicho tamiz, se podrá ensayar siguiendo el método de ensayo CCCA Ag 16 – 64

5.1.2 Si se usa una muestra húmeda, su peso seco ( $W_s$ ) al horno a  $105 \pm 5^\circ\text{C}$  se determinará después de concluido el ensayo. Si la muestra contiene material orgánico se secará a  $60^\circ\text{C}$ .

5.1.3 Si la muestra a usar ha sido secada al horno deberá triturarse luego en un mortero hasta que adquiera una finura tal que pueda pasar por la malla # 40 (0.42 mm.)

5.1.4 Para suelos no cohesivos se tomarán unos 150 gr. de suelo seco al horno y se remojará en agua destilada unas 12 horas, antes del ensayo.

5.1.5 Para suelos cohesivos se tomarán unos 50 gr. de suelo seco al horno, se remojará en agua destilada por 12 horas y se dispersará utilizando una batidora eléctrica o bien un agitador mecánico o neumático.

#### 5.2 Procedimiento



- 1) Colóquese la muestra preparada en el picnómetro mediante un embudo de vidrio y añádase agua destilada llenándolo hasta la mitad.
- 2) Remover el aire atrapado en el suelo por uno de los procedimientos siguientes:
  - a.- Calentando hasta el punto de ebullición durante unos 10 a 20 minutos con movimiento continuo del matraz para ayudar a la remoción del aire.  
  
Si se calienta en baño maría puede usarse la glicerina que tiene un punto de ebullición mayor de 100°C o cualquier líquido similar.
  - b.- Aplicando un vacío parcial, a la suspensión del suelo en agua, con una presión de aire inferior a 100 mm de mercurio. En este caso la suspensión hierve a una temperatura más baja al disminuir la presión, en forma lenta para evitar que el suelo pueda hervir violentamente como puede suceder en algunos casos.
- 3) Déjese enfriar el matraz y la suspensión a una temperatura dentro del rango de la curva de calibración del picnómetro, añádase agua destilada hasta que coincida la marca del aforo con el fondo del menisco.
- 4) Limpiar y secar el exterior del matraz y el interior de su cuello, pésese ( $W_1$ ) y determínese la temperatura (T) del contenido.

Cálculos:

Determínese el peso específico de los sólidos con la fórmula:

$$G = \frac{W_s}{W_s + W_2 - W_1} \cdot G_{\omega T} \text{ (a dimensional)} \quad (4.11)$$

$W_s$  = Peso de suelo seco

$G_{\omega T}$  = Peso específico del agua, o del líquido empleado<sup>1</sup>, a la temperatura T.

$W_1$  = Peso del picnómetro con suelo y agua

$W_2$  = Peso del picnómetro con agua, se obtiene de la curva de calibración.

---

<sup>1</sup> El Kerosene o algunos otros líquidos son agentes humedecedores mejores que el agua para la mayoría de los suelos, y pueden ser utilizados ventajosamente para muestras secadas al horno.

Como generalmente se usan los pesos específicos relativos a 20°C, los valores más frecuentes de  $G_{\omega T}$  referidos a 20° se indican en la Tabla IV-1

Tabla IV-1

PESO ESPECIFICO DEL AGUA DESTILADA  
A DIFERENTES TEMPERATURAS ( $G_{\omega T}$ )

<u>T (°C)</u>	<u>Peso Específico relativo a 4°C (Adimensional)</u>	<u>Peso Específico relativo a 20°C. <math>G_{\omega T}</math> (adimensional)</u>
4°	1.00000	1.0018
18	0.99862	1.0004
19	0.99843	1.0002
20	0.99823	1.0000
21	0.99802	0.9998
22	0.99780	0.9996
23	0.99756	0.9993
24	0.99732	0.9991
25	0.99707	0.9989
26	0.99681	0.9986
27	0.99654	0.9983
28	0.99626	0.9980
29	0.99597	0.9977
30	0.99567	0.9974

El peso unitario del agua a 4°C es  $0.999972 \pm 0.000003 \text{ gr/cm}^3$

**Fuente:** Ugas F., Celso. Ensayos de Laboratorio en Mecánica de Suelos. Mayo, 1.985.

## **Ensayo de compactación.**

### 1.- Definiciones y Generalidades:

Se entiende por compactación todo proceso que aumente la densidad seca de un suelo por medios mecánicos, este proceso está acompañado sólo por la expulsión de aire al aplicarse la carga dinámica.

La densificación de un suelo es importante y deseable porque se obtienen las ventajas siguientes:

- a).- Se disminuye la tendencia del suelo a asentamientos bajo cargas ya que se establece un contacto más firme entre las partículas.
- b).- Aumenta su resistencia al corte y en consecuencia su capacidad de soporte por estar más denso y hacerse más estable.
- c).- Disminuya la permeabilidad ya que la masa del suelo es más densa y su volumen de vacíos queda considerablemente reducido, es consecuencia se hace más impermeable.

Las partículas del suelo adsorben una película de agua cuando se añade agua a un suelo seco. Con la adición de más agua, dicha película aumenta de espesor y permite que las partículas del suelo deslicen una sobre otra más fácilmente. Este proceso se denomina frecuentemente “lubricación”. Como el espesor de la película de agua sobre un agregado grueso es despreciable en comparación con el diámetro de la partícula, los efectos de lubricación están limitados a los suelos de grano fino.

Debido a la lubricación, la adición de una pequeña cantidad de agua a un suelo seco ayuda al proceso de compactación. Hasta un cierto punto el agua adicional reemplaza el aire de los vacíos de un suelo, pero después de alcanzar un grado de saturación relativamente alto, el agua ocupa un espacio que podría ser llenado con partículas de suelo y la cantidad de aire atrapado permanece esencialmente

constante. Existe, por lo tanto, una cantidad óptima de agua mezclada para un suelo dado a la cual corresponde un peso unitario máximo.

Para obtener una adecuada lubricación y disminuir así la resistencia a la fricción existente entre las partículas, se debe controlar debidamente la cantidad de agua al compactar un suelo. Si la cantidad de agua es insuficiente, no habrá buena lubricación y si hay excesiva cantidad de agua, las fuerzas de compactación, al actuar sobre la masa de tierra, crearán fuerzas hidrostáticas que empujarán y tratarán de separar las partículas. Además una parte de las fuerzas de compactación será soportada por el agua que es prácticamente incomprensible y la compactación final será insuficiente. Por lo tanto, se hace necesario calcular debidamente la cantidad de agua, o sea la “humedad óptima” que debe tener un suelo, a fin de obtener una buena lubricación que permita, al compactarlo, alcanzar la mayor densidad posible, es decir, la “densidad máxima”.

Este ensayo permite determinar, en el laboratorio, la relación entre el contenido de humedad y el peso unitario seco de los suelos, compactado según el método apropiado.

En la actualidad se conocen varios métodos para determinar la humedad óptima y la densidad máxima del suelo. La mayoría de estos métodos son “dinámicos” y algunos “estáticos”. Los Dinámicos utilizan cargas aplicadas mediante pistones o martillos, y los métodos estáticos emplean cargas aplicadas por medio de prensas hidráulicas.

Los métodos “dinámicos” más empleados en la actualidad son los normalizados por AASHO y ASTM, los cuales fueron descritos por Proctor en 1933 y son ahora clásicos en todos los países. Un resumen de los tipos de ensayos Proctor y sus variantes aparece en el cuadro XII-1. Dicho cuadro fija las condiciones que se deben cumplir para los ensayos Proctor, tal como son definidos por AASHO (American Association of State Highway Officials) y ASTM (American Society for Testing and Materials).

Los Métodos para determinar la relación Humedad – Densidad Seca tienen una doble finalidad:

a.- Obtener muestras de suelo compactadas, que teóricamente coinciden con las condiciones de campo, a fin de investigar sus propiedades mecánicas y disponer de valores confiables para el diseño de terraplenes, diques, presas, pavimentos, carreteras, etc.

b.- Controlar la calidad de la compactación en campo con la finalidad de verificar que el equipo usado está trabajando efectivamente en las condiciones previstas en el proyecto y detectar los posibles cambios de material que no cumplan con las especificaciones (densidad máxima, humedad óptima, etc) previamente establecidas.

La energía específica de compactación a emplearse en el ensayo debe corresponder a la energía que se puede lograr en el campo con los procedimientos habituales y el equipo de que se disponga. En tal sentido, la energía de compactación es proporcional al peso del equipo de campo que se emplee.

En cuanto a la granulometría del material a ser ensayado, en el método que nos ocupa, se distinguen cuatro procedimientos que son designados como métodos A, B, C y D. En los métodos A y B el material a usar debe ser pasante del tamiz N° 4 y según se desprende del cuerpo de estas especificaciones, no presenta mayores complicaciones. En los métodos C y D se emplean materiales pasante del 3/4", en estos casos es conveniente aclarar que el Método C se empleará cuando la fracción granular gruesa se halle embebida en una matriz de finos, de tal forma que no existe una continuidad de los mismos y por lo tanto se hará necesario corregir la granulometría del material pasante del tamiz 3/4" por material grueso para mantener el mismo porcentaje del material grueso. En cambio se usará el método D cuando la fracción granular se encuentre definiendo la estructura del material a ensayar y por consiguiente no será necesario hacer la corrección antes mencionada.

## 2.- Aparatos.

- 2.1 Moldes cilíndricos metálicos con capacidad y dimensiones según tipo de ensayo Proctor, Fig. 12.1. El molde poseerá base para su fijación y collar superior removible.
- 2.2 Martillo cilíndrico de peso y longitud definidas según el ensayo. Véase Cuadro XII-1 y Fig. 12.1.
- 2.3 Extractor de muestras que puede consistir de un gato hidráulico accionado por palanca u otro dispositivo, que permita extraer del molde la muestra compactada.
- 2.4 Balanza de unos 15 Kgs. de capacidad en el platillo y sensible a 1 gr; y otra balanza eléctrica o de torsión con capacidad de 500 gr. y 0.01 gr. de apreciación.
- 2.5 Horno que pueda mantener su temperatura a  $105^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$  y a  $60^{\circ}\text{C}$
- 2.6 Regla de acero de unos 30 cms de longitud, para enrasar.
- 2.7 Amasadora mecánica o guantes de goma para amasar manualmente.
- 2.8 Probeta graduada de unos 1000 ml. de capacidad.
- 2.9 Un tamiz de 2" (50.8 mm), uno de 3/4" (19mm) y otro N° 4 (4,76 mm), de la serie ASTM.
- 2.10 Material general de laboratorio (taras, espátulas, recipientes para mezclar, etc.).

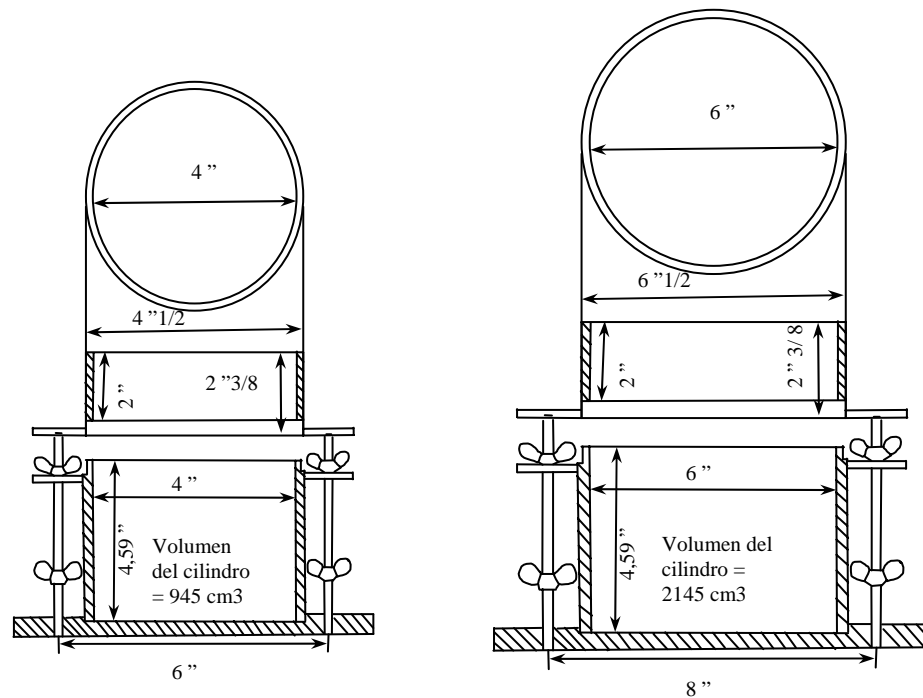


Fig.12.1 Molde de compactación de 4" y 6"

### 3.- Procedimiento.

#### 3.1 Preparación de la muestra

3.1.1 Si la muestra está Húmeda, colóquese en el horno 60°C hasta obtener peso constante y luego desmorónese las aglomeraciones o terrones por medio del mortero o mazo se goma.

3.1.2 Tamícese el material a través de las mallas de 2", 3/4" y N° 4.

3.1.2.1 Si no hay material retenido en el tamiz N° 4 el ensayo se ejecutará según las variantes "A" ó "E" (Tabla XII-1), empleandose unos 15 y 7 kg. respectivamente del suelo para realizar el ensayo de compactación.

3.1.2.2 Si el porcentaje de material retenido en el tamiz N° 4 no es mayor de 25 % y no existe material retenido en 3/4", ejecútese el ensayo según la variante "D" y con unos 30 Kgs. de material.

3.1.2.3 Si el porcentaje retenido en 3/4" no es mayor del 25 %, es conveniente realizar la corrección por gruesos para mantener el mismo porcentaje de material grueso. Deséchese el material retenido en el tamiz de 2". Pésese el material que pasa por 2" y retenido en 3/4" y reemplácese por un peso igual de material que pasa por 3/4" y retenido en N° 4. El material que se utilice para este reemplazo deberá tomarse de la fracción sobrante de la muestra. La cantidad de material así preparado debe pesar unos 15 kgs. para ejecutar el ensayo según la variante "C".

3.1.2.4 Si el porcentaje retenido en 3/4" es mayor del 25 %, ejecútese el ensayo según la variante "D" y con unos 30 Kgs. de material.

3.1.3 Dividir por cuarteo, el material obtenido en la forma antes descrita, en siete porciones aproximadamente iguales.

## 3.2 Ejecución del ensayo

3.2.1 Pésese el molde vacío, de diámetro 4" ó 6" según la variante del ensayo (Tabla XII-1), con la base y sin el collar.

3.2.2 Tómese una de las porciones obtenidas en 3.1.3 y mézclese con agua en cantidad suficiente para humedecerla íntima y uniformemente, aproximadamente 4% ó 5% por debajo de la humedad correspondiente a la óptima. Dicha humedad es aproximadamente igual al límite plástico del suelo.

3.2.3 Según el tipo de ensayo (Normal o Modificado) y la variante correspondiente se ejecutará el ensayo. Para ello se llena el molde de 4" ó 6" en 3 ó 5 capas, cada una de ellas con un espesor compactado aproximadamente igual a 1/3 ó 1/5 de la profundidad del molde. Se compactan cada una de estas capas, con 25, 56 ó 15 golpes, del martillo de 2.5 ó 4.5 kg. de peso, distribuidos uniformemente y con una altura de caída de 30 ó 45 cms. La última capa compactada, entrará unos 2 cms, en el collar removible. Durante la compactación debe colocarse el molde sobre una base suficientemente rígida, para que no amortigüe los golpes.



- 3.2.4 Después de la compactación, se separa el collar y con la regla de acero se enrasa la superficie apoyándose en los bordes del molde, así se elimina el exceso de material.
- 3.2.5 Se determina el peso del conjunto correspondiente al molde, más el suelo compactado.
- 3.2.6 Sáquese la muestra del molde, con ayuda de un gato hidráulico y tómesese dos porciones de suelo, una de la parte superior y otra de la parte inferior de la muestra, para determinar la humedad del material.
- 3.2.7 La operación se repite con nuevas porciones de suelo y con contenidos de agua crecientes hasta obtener los puntos necesarios para dibujar la curva que relaciona las densidades en seco con los tantos por ciento de humedad.

Generalmente son suficientes cinco (5) puntos para definir la curva de compactación, tratando que dos de ellos están en la zona seca (rama izquierda de la curva), uno cerca al punto de densidad máxima y los dos restantes en la zona húmeda (rama derecha de la curva), Fig 12.2. la distancia entre los puntos debe variar de un 1.5 % a un 3% de agua, según sea el tipo de suelo arenoso o arcilloso respectivamente.

#### 4.- Cálculos y Resultados:

- 4.1 El peso unitario seco del suelo,  $\lambda_d$ , se puede calcular mediante la expresión:

$$\lambda_d = \frac{\gamma}{1 + \omega} \quad (12.1)$$

en la cual:

$\gamma$  = Peso unitario del suelo húmedo.

$\omega$  = Contenido de humedad del suelo compactado.

Con los datos de “ $\gamma_d$ ” y su correspondiente “ $\omega$ ” dibújese la curva de compactación del material, es decir, peso unitario seco vs. contenido de humedad. Dicha curva presenta un determinado punto para el cual la densidad es máxima y la humedad correspondiente es la óptima, Fig. 12.2.

- 4.2 Un complemento de la curva de compactación son las curvas de saturación (Fig.12.2) que representan las densidades secas de un suelo en función de su contenido de humedad y para un determinado porcentaje de saturación. La ecuación general de dichas curvas es:

$$\omega = \left( \frac{\gamma_w}{\gamma_d} - \frac{1}{G} \right) \cdot S_r \quad (12.2)$$

Siendo:

$G$  = Peso específico del suelo

$S_r$  = Grado de saturación.

$\gamma_w$  = Peso unitario del agua.

Cuando el grado de Saturación es  $S_r = 100\%$  el suelo está completamente saturado y el volumen de vacíos de aire es cero, por ello esa curva se le conoce también como “curva de cero vacíos de aire”. Esa curva y las otras (con  $S_r < 100\%$ ) son prácticamente paralelas a la rama húmeda de la curva de compactación y varían en función del peso específico ( $G$ ) del material como se ve en la Ec. 12.2.

Para determinar los puntos de la curva de Saturación, correspondientes a diferentes grados de saturación, bastará con fijar  $S_r$  obtener valores de  $\omega$  para diferentes  $\gamma_d$  mediante la ecuación 12.2.

**Fuente:** Ugas F., Celso. Ensayos de Laboratorio en Mecánica de Suelos. Mayo, 1.985.

## ENSAYO DE CORTE DIRECTO (PROCTOR STANDARD)

Datos del Anillo  $\sigma_1 = 0,5 \text{ Kg/cm}^2$   $\gamma_d = 1,742 \text{ g/cm}^3$   
 Radio (cm)= 3,154 Altura(cm)= 2,39 Gs=2.76 % w = 17,8  
 Diámetro(cm)= 6,308 Área(cm<sup>2</sup>) = 31,247 Lectura inicial del Flexímetro Vertical\*(10<sup>-2</sup>)mm = 3,795  
 Volumen(cm<sup>2</sup>) = 74,680 Factor de anillo = 0,2933 Velocidad de Desplazamiento= 6 mm/Hora

Tiempo (min)	Ac(cm <sup>2</sup> )	Desplazamiento horizontal (mm)	Lectura vertical * 10 <sup>(-2)</sup> (mm)	Deformación Vertical * 10 <sup>(-2)</sup> (mm)	Lectura del anillo (μm)	Carga(Kg)	Esfuerzo Corte(Kg/cm <sup>2</sup> )
0	28,33	4,63	3,795	0,000	0,00	0,000	0,0000
0,5	28,34	4,62	3,790	-0,005	1,00	0,293	0,0104
1	28,35	4,60	3,790	-0,005	1,00	0,293	0,0103
1,5	28,36	4,58	3,790	-0,005	0,00	0,000	0,0000
2	28,38	4,55	3,790	-0,005	0,00	0,000	0,0000
2,5	28,39	4,53	3,790	-0,005	0,00	0,000	0,0000
3	28,40	4,51	3,790	-0,005	0,00	0,000	0,0000
3,5	28,42	4,49	3,790	-0,005	0,00	0,000	0,0000
4	28,43	4,47	3,790	-0,005	0,00	0,000	0,0000
4,5	28,44	4,45	3,790	-0,005	0,00	0,000	0,0000
5	28,45	4,43	3,790	-0,005	0,00	0,000	0,0000
5,5	28,47	4,41	3,790	-0,005	1,00	0,293	0,0103
6	28,48	4,39	3,790	-0,005	1,00	0,293	0,0103
6,5	28,49	4,37	3,795	0,000	1,00	0,293	0,0103
7	28,51	4,35	3,785	-0,010	9,00	2,640	0,0926
7,5	28,51	4,34	3,755	-0,040	14,00	4,106	0,1440
8	28,52	4,32	3,730	-0,065	17,00	4,986	0,1748
8,5	28,54	4,30	3,700	-0,095	21,00	6,159	0,2158
9	28,55	4,28	3,680	-0,115	23,50	6,893	0,2414
9,5	28,56	4,26	3,660	-0,135	26,00	7,626	0,2670
10	28,57	4,24	3,640	-0,155	27,00	7,919	0,2771
10,5	28,58	4,23	3,625	-0,170	29,50	8,652	0,3027
11	28,59	4,22	3,610	-0,185	31,00	9,092	0,3180
11,5	28,60	4,20	3,595	-0,200	33,00	9,679	0,3384
12	28,61	4,19	3,580	-0,215	34,50	10,119	0,3537
12,5	28,61	4,18	3,570	-0,225	35,50	10,412	0,3639
13	28,62	4,17	3,555	-0,240	37,00	10,852	0,3792
13,5	28,62	4,16	3,545	-0,250	38,00	11,145	0,3894
14	28,63	4,15	3,530	-0,265	39,00	11,439	0,3995
14,5	28,64	4,14	3,520	-0,275	40,00	11,732	0,4097
15	28,64	4,13	3,510	-0,285	41,00	12,025	0,4198
15,5	28,65	4,12	3,500	-0,295	42,00	12,319	0,4300
16	28,66	4,11	3,490	-0,305	43,00	12,612	0,4401
16,5	28,66	4,10	3,475	-0,320	43,50	12,759	0,4451
17	28,67	4,09	3,460	-0,335	44,00	12,905	0,4501
17,5	28,67	4,09	3,450	-0,345	45,00	13,199	0,4604
18	28,67	4,09	3,445	-0,350	46,00	13,492	0,4706
18,5	28,68	4,07	3,440	-0,355	46,50	13,638	0,4755
19	28,69	4,06	3,430	-0,365	46,50	13,638	0,4754
19,5	28,69	4,06	3,415	-0,380	46,50	13,638	0,4754
20	28,69	4,05	3,400	-0,395	47,00	13,785	0,4804
20,5	28,70	4,04	3,390	-0,405	48,00	14,078	0,4905
21	28,71	4,03	3,380	-0,415	48,50	14,225	0,4955
21,5	28,71	4,03	3,370	-0,425	49,00	14,372	0,5006
22	28,71	4,02	3,360	-0,435	50,00	14,665	0,5107
22,5	28,72	4,01	3,350	-0,445	50,00	14,665	0,5106
23	28,73	4,00	3,345	-0,450	50,50	14,812	0,5156
23,5	28,73	4,00	3,335	-0,460	51,00	14,958	0,5207
24	28,73	3,99	3,330	-0,465	51,50	15,105	0,5257
24,5	28,73	3,99	3,320	-0,475	51,50	15,105	0,5257
25	28,74	3,98	3,320	-0,475	52,00	15,252	0,5307
25,5	28,74	3,98	3,310	-0,485	52,00	15,252	0,5307
26	28,74	3,97	3,305	-0,490	52,50	15,398	0,5357
26,5	28,74	3,97	3,300	-0,495	52,50	15,398	0,5357
27	28,74	3,97	3,300	-0,495	53,00	15,545	0,5408
27,5	28,75	3,97	3,295	-0,500	53,00	15,545	0,5407
28	28,75	3,96	3,295	-0,500	53,00	15,545	0,5407
28,5	28,75	3,96	3,290	-0,505	53,00	15,545	0,5407
29	28,75	3,96	3,290	-0,505	53,50	15,692	0,5458
29,5	28,75	3,96	3,290	-0,505	54,00	15,838	0,5509
30	28,76	3,95	3,285	-0,510	54,00	15,838	0,5508
30,5	28,76	3,95	3,280	-0,515	54,00	15,838	0,5508
31	28,76	3,95	3,280	-0,515	54,00	15,838	0,5508
31,5	28,76	3,95	3,280	-0,515	54,00	15,838	0,5508
32	28,76	3,95	3,280	-0,515	54,50	15,985	0,5559
32,5	28,76	3,95	3,275	-0,520	54,50	15,985	0,5559
33	28,76	3,95	3,275	-0,520	54,50	15,985	0,5559
33,5	28,76	3,95	3,275	-0,520	55,00	16,132	0,5610
34	28,76	3,95	3,275	-0,520	55,00	16,132	0,5610
34,5	28,76	3,94	3,275	-0,520	55,00	16,132	0,5608
35	28,76	3,94	3,270	-0,525	55,50	16,278	0,5659
35,5	28,76	3,94	3,270	-0,525	55,50	16,278	0,5659
36	28,76	3,94	3,270	-0,525	55,50	16,278	0,5659
36,5	28,76	3,94	3,270	-0,525	55,50	16,278	0,5659
37	28,76	3,94	3,270	-0,525	55,50	16,278	0,5659
37,5	28,76	3,94	3,265	-0,530	55,50	16,278	0,5659
38	28,76	3,94	3,265	-0,530	55,50	16,278	0,5659
38,5	28,76	3,94	3,265	-0,530	55,50	16,278	0,5659
39	28,77	3,94	3,265	-0,530	55,50	16,278	0,5659
39,5	28,77	3,94	3,260	-0,535	55,50	16,278	0,5659
40	28,77	3,94	3,260	-0,535	55,50	16,278	0,5659
40,5	28,77	3,94	3,260	-0,535	55,50	16,278	0,5659

## ENSAYO DE CORTE DIRECTO (PROCTOR STANDARD)

Datos del Anillo

$\sigma_1 = 1 \text{ Kg/cm}^2$

$\gamma_d = 1,742 \text{ g/cm}^3$

Radio (cm) = 3,154

Altura (cm) = 2,39

Gs = 2,76

% w = 17,8

Diámetro (cm) = 6,308

Área (cm<sup>2</sup>) = 31,247

Lectura inicial del Flexímetro Vertical\*(10<sup>-2</sup>)mm = 6,12

Volumen (cm<sup>3</sup>) = 74,680

Factor de anillo = 0,2933

Velocidad de Desplazamiento = 6 mm/Hora

Tiempo (min)	A <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	Desplazamiento horizontal (mm)	Lectura vertical * 10 <sup>-2</sup> (mm)	Deformación Vertical * 10 <sup>-2</sup> (mm)	Lectura del anillo (μm)	Carga(Kg)	Esfuerzo Corte(Kg/cm <sup>2</sup> )
0	31.25	0.00	6.120	0.000	0.00	0.000	0.0000
0.5	31.22	0.05	6.100	-0.020	13.00	3.813	0.1221
1	31.18	0.10	6.080	-0.040	18.00	5.279	0.1693
1.5	31.15	0.15	6.050	-0.070	22.00	6.453	0.2071
2	31.12	0.20	6.030	-0.090	25.00	7.333	0.2356
2.5	31.09	0.25	6.010	-0.110	28.00	8.212	0.2642
3	31.06	0.30	5.990	-0.130	30.00	8.799	0.2833
3.5	31.03	0.35	5.970	-0.150	32.00	9.386	0.3025
4	30.99	0.40	5.940	-0.180	35.00	10.266	0.3312
4.5	30.96	0.45	5.920	-0.200	36.00	10.559	0.3410
5	30.93	0.50	5.900	-0.220	38.00	11.145	0.3603
5.5	30.90	0.55	5.880	-0.240	40.00	11.732	0.3797
6	30.87	0.60	5.860	-0.260	42.00	12.319	0.3991
6.5	30.84	0.65	5.840	-0.280	44.00	12.905	0.4185
7	30.81	0.70	5.830	-0.290	45.00	13.199	0.4285
7.5	30.77	0.75	5.810	-0.310	47.00	13.785	0.4480
8	30.74	0.80	5.800	-0.320	48.00	14.078	0.4580
8.5	30.71	0.85	5.790	-0.330	49.00	14.372	0.4680
9	30.68	0.90	5.780	-0.340	50.00	14.665	0.4780
9.5	30.65	0.95	5.770	-0.350	51.00	14.958	0.4881
10	30.62	1.00	5.750	-0.370	52.00	15.252	0.4982
10.5	30.58	1.05	5.740	-0.380	53.00	15.545	0.5083
11	30.55	1.10	5.730	-0.390	54.00	15.838	0.5184
11.5	30.52	1.15	5.720	-0.400	55.00	16.132	0.5285
12	30.49	1.20	5.710	-0.410	56.00	16.425	0.5387
12.5	30.46	1.25	5.700	-0.420	57.00	16.718	0.5489
13	30.43	1.30	5.695	-0.425	58.00	17.011	0.5591
13.5	30.40	1.35	5.690	-0.430	59.00	17.305	0.5693
14	30.36	1.40	5.680	-0.440	59.00	17.305	0.5699
14.5	30.33	1.45	5.680	-0.440	60.00	17.598	0.5802
15	30.30	1.50	5.670	-0.450	61.00	17.891	0.5905
15.5	30.27	1.55	5.670	-0.450	61.00	17.891	0.5911
16	30.24	1.60	5.660	-0.460	62.00	18.185	0.6014
16.5	30.21	1.65	5.650	-0.470	63.00	18.478	0.6117
17	30.17	1.70	5.650	-0.470	64.00	18.771	0.6221
17.5	30.14	1.75	5.640	-0.480	63.00	18.625	0.6179
18	30.11	1.80	5.640	-0.480	64.00	18.771	0.6234
18.5	30.08	1.85	5.640	-0.480	65.00	19.065	0.6338
19	30.05	1.90	5.630	-0.490	65.00	19.065	0.6345
19.5	30.02	1.95	5.630	-0.490	66.00	19.358	0.6449
20	29.99	2.00	5.630	-0.490	66.00	19.358	0.6456
20.5	29.95	2.05	5.630	-0.490	66.00	19.504	0.6511
21	29.92	2.10	5.630	-0.490	67.00	19.651	0.6567
21.5	29.89	2.15	5.630	-0.490	67.00	19.651	0.6574
22	29.86	2.20	5.620	-0.500	67.00	19.798	0.6630
22.5	29.83	2.25	5.620	-0.500	68.00	19.944	0.6687
23	29.80	2.30	5.620	-0.500	68.00	19.944	0.6694
23.5	29.76	2.35	5.620	-0.500	68.00	20.091	0.6750
24	29.73	2.40	5.610	-0.510	68.00	20.091	0.6757
24.5	29.70	2.45	5.610	-0.510	69.00	20.238	0.6814
25	29.67	2.50	5.610	-0.510	69.00	20.238	0.6821
25.5	29.64	2.55	5.610	-0.510	69.00	20.238	0.6828
26	29.61	2.60	5.600	-0.520	70.00	20.531	0.6934
26.5	29.58	2.65	5.600	-0.520	70.00	20.531	0.6942
27	29.54	2.70	5.600	-0.520	70.00	20.531	0.6949
27.5	29.51	2.75	5.600	-0.520	70.00	20.531	0.6957
28	29.48	2.80	5.595	-0.525	70.00	20.531	0.6964
28.5	29.45	2.85	5.590	-0.530	70.00	20.678	0.7021
29	29.42	2.90	5.590	-0.530	71.00	20.824	0.7079
29.5	29.39	2.95	5.590	-0.530	71.00	20.824	0.7087
30	29.36	3.00	5.590	-0.530	72.00	21.118	0.7194
30.5	29.32	3.05	5.590	-0.530	72.00	21.118	0.7202
31	29.29	3.10	5.590	-0.530	72.00	21.118	0.7209
31.5	29.26	3.15	5.590	-0.530	72.00	21.118	0.7217
32	29.23	3.20	5.585	-0.535	73.00	21.411	0.7325
32.5	29.20	3.25	5.580	-0.540	73.00	21.411	0.7333
33	29.17	3.30	5.580	-0.540	73.00	21.411	0.7341
33.5	29.13	3.35	5.580	-0.540	73.00	21.411	0.7349
34	29.10	3.40	5.580	-0.540	73.00	21.411	0.7357
34.5	29.07	3.45	5.580	-0.540	73.00	21.558	0.7415
35	29.04	3.50	5.580	-0.540	74.00	21.704	0.7474
35.5	29.01	3.55	5.580	-0.540	74.00	21.704	0.7482
36	28.98	3.60	5.580	-0.540	74.00	21.851	0.7541
36.5	28.95	3.65	5.580	-0.540	74.00	21.704	0.7498
37	28.91	3.70	5.580	-0.540	74.00	21.704	0.7506
37.5	28.88	3.75	5.585	-0.535	74.00	21.704	0.7515
38	28.85	3.80	5.585	-0.535	75.00	21.998	0.7624
38.5	28.82	3.85	5.570	-0.550	75.00	21.998	0.7633
39	28.79	3.90	5.570	-0.550	75.00	21.998	0.7641
39.5	28.76	3.95	5.570	-0.550	76.00	22.291	0.7751
40	28.73	4.00	5.570	-0.550	76.00	22.291	0.7760
40.5	28.69	4.05	5.570	-0.550	76.00	22.291	0.7768
41	28.66	4.10	5.570	-0.550	76.00	22.291	0.7777
41.5	28.63	4.15	5.570	-0.550	76.00	22.291	0.7786
42	28.60	4.20	5.570	-0.550	76.00	22.291	0.7794
42.5	28.57	4.25	5.565	-0.555	76.00	22.291	0.7803
43	28.54	4.30	5.565	-0.555	76.00	22.291	0.7811
43.5	28.51	4.35	5.565	-0.555	77.00	22.584	0.7923
44	28.47	4.40	5.560	-0.560	77.00	22.584	0.7932
44.5	28.44	4.45	5.560	-0.560	77.00	22.731	0.7992
45	28.41	4.50	5.560	-0.560	78.00	22.877	0.8052
45.5	28.38	4.55	5.560	-0.560	78.00	22.877	0.8061
46	28.35	4.60	5.560	-0.560	78.00	23.024	0.8122
46.5	28.32	4.65	5.560	-0.560	78.00	22.877	0.8079
47	28.28	4.70	5.560	-0.560	78.00	23.024	0.8140
47.5	28.25	4.75	5.560	-0.560	79.00	23.171	0.8201
48	28.22	4.80	5.560	-0.560	79.00	23.171	0.8210
48.5	28.19	4.85	5.560	-0.560	79.00	23.317	0.8271
49	28.16	4.90	5.560	-0.560	79.00	23.317	0.8281
50	28.10	5.00	5.560	-0.560	79.00	23.317	0.8299
51	28.03	5.10	5.560	-0.560	79.00	23.317	0.8318
52	27.97	5.20	5.560	-0.560	79.00	23.317	0.8336
53	27.91	5.30	5.560	-0.560	79.00	23.317	0.8355
54	27.84	5.40	5.560	-0.560	79.00	23.317	0.8374

## ENSAYO DE CORTE DIRECTO (PROCTOR STANDARD)

Datos del Anillo  $\sigma_1=1,5\text{Kg/cm}^2$   
 Radio (cm)= 3,154 Altura(cm)= 2,39 Gs=2.76  
 Diámetro(cm)= 6,308 Área(cm2) = 31,247 Lectura inicial del Flexímetro Vertical\*(10<sup>-2</sup>)mm = 4,63  
 Volumen(cm2) = 74,680 Factor de anillo = 0,2933 Velocidad de Desplazamiento= 6 mm/Hora

Tiempo (min)	Ac(cm2)	Desplazamiento horizontal mm	Lectura vertical * 10 <sup>-2</sup> (mm)	Deformación Vertical * 10 <sup>-2</sup> (mm)	Lectura del anillo (µm)	Carga(Kg)	Esfuerzo Corte(Kg/cm2)
0	28,33	4,63	0,000	0,000	0,00	0,000	0,0000
0,5	28,34	4,62	-0,010	23,000	6,75	0,216	0,0517
1	28,35	4,60	-0,030	32,000	9,39	0,301	0,0423
1,5	28,36	4,58	-0,050	39,000	11,44	0,367	0,0518
2	28,38	4,55	-0,080	44,000	12,91	0,415	0,2356
2,5	28,39	4,53	-0,100	49,000	14,37	0,462	0,3585
3	28,40	4,51	-0,120	53,000	15,54	0,501	0,4439
3,5	28,42	4,49	-0,140	57,000	16,72	0,539	0,5105
4	28,43	4,47	-0,160	61,000	17,89	0,577	0,5678
4,5	28,44	4,45	-0,180	65,000	19,06	0,616	0,6082
5	28,45	4,43	-0,200	67,000	19,65	0,635	0,6638
5,5	28,47	4,41	-0,220	70,000	20,53	0,664	0,6977
6	28,48	4,39	-0,240	73,000	21,41	0,694	0,7459
6,5	28,49	4,37	-0,260	75,000	22,00	0,713	0,7847
7	28,51	4,35	-0,280	77,000	22,58	0,733	0,8236
7,5	28,51	4,34	-0,290	80,000	23,46	0,762	0,8578
8	28,52	4,32	-0,310	82,000	24,05	0,782	0,8968
8,5	28,54	4,30	-0,330	84,000	24,64	0,802	0,9216
9	28,55	4,28	-0,350	86,000	25,22	0,822	0,9512
9,5	28,56	4,26	-0,370	87,000	25,82	0,833	0,9809
10	28,57	4,24	-0,390	90,000	26,40	0,862	1,0107
10,5	28,58	4,23	-0,400	92,000	26,98	0,882	1,0405
11	28,59	4,22	-0,415	93,000	27,28	0,893	1,0656
11,5	28,60	4,20	-0,430	95,000	27,86	0,913	1,0955
12	28,61	4,19	-0,440	97,000	28,45	0,933	1,1207
12,5	28,61	4,18	-0,450	98,000	28,74	0,944	1,1459
13	28,62	4,17	-0,460	100,000	29,33	0,964	1,1712
13,5	28,62	4,16	-0,470	102,000	29,92	0,984	1,1917
14	28,63	4,15	-0,480	103,000	30,21	0,995	1,2171
14,5	28,64	4,14	-0,490	105,000	30,80	1,015	1,2377
15	28,64	4,13	-0,500	106,000	31,09	1,026	1,2584
15,5	28,65	4,12	-0,510	107,000	31,38	1,037	1,2790
16	28,66	4,11	-0,520	108,000	31,68	1,048	1,2998
16,5	28,66	4,10	-0,530	110,000	32,26	1,068	1,3206
17	28,67	4,09	-0,540	111,000	32,56	1,079	1,3414
17,5	28,67	4,09	-0,540	112,000	32,85	1,090	1,3428
18	28,67	4,09	-0,540	114,000	33,44	1,110	1,3734
18,5	28,68	4,07	-0,560	115,000	33,73	1,121	1,3943
19	28,69	4,06	-0,570	117,000	34,32	1,142	1,4104
19,5	28,69	4,06	-0,570	118,000	34,61	1,153	1,4315
20	28,69	4,05	-0,580	119,000	34,90	1,164	1,4525
20,5	28,70	4,04	-0,590	120,000	35,20	1,175	1,4590
21	28,71	4,03	-0,600	120,000	35,78	1,196	1,4752
21,5	28,71	4,03	-0,600	123,000	36,08	1,207	1,4915
22	28,71	4,02	-0,610	125,000	36,66	1,228	1,5127
22,5	28,72	4,01	-0,620	125,500	36,81	1,234	1,5280
23	28,73	4,00	-0,630	128,000	37,54	1,260	1,5454
23,5	28,73	4,00	-0,630	129,000	37,84	1,271	1,5618
24	28,73	3,99	-0,640	129,500	37,98	1,277	1,5832
24,5	28,73	3,99	-0,640	131,000	38,42	1,294	1,5997
25	28,74	3,98	-0,650	132,000	38,72	1,305	1,6113
25,5	28,74	3,98	-0,650	133,000	39,01	1,316	1,6229
26	28,74	3,97	-0,660	134,000	39,30	1,327	1,6494
26,5	28,74	3,97	-0,660	135,000	39,60	1,339	1,6611
27	28,74	3,97	-0,660	136,000	39,89	1,350	1,6728
27,5	28,75	3,97	-0,665	136,500	39,99	1,352	1,6845
28	28,75	3,96	-0,670	138,000	40,48	1,373	1,7012
28,5	28,75	3,96	-0,670	138,000	40,48	1,374	1,7180
29	28,75	3,96	-0,670	138,000	40,48	1,376	1,7348
29,5	28,75	3,96	-0,670	139,000	40,77	1,387	1,7416
30	28,76	3,95	-0,680	139,000	40,77	1,389	1,7685
30,5	28,76	3,95	-0,680	140,000	41,06	1,400	1,7854
31	28,76	3,95	-0,680	141,000	41,36	1,412	1,7973
31,5	28,76	3,95	-0,680	141,000	41,36	1,413	1,8143
32	28,76	3,95	-0,680	141,000	41,36	1,415	1,8313
32,5	28,76	3,95	-0,680	141,500	41,50	1,421	1,8433
33	28,76	3,95	-0,680	141,000	41,36	1,418	1,8554
33,5	28,76	3,95	-0,680	141,500	41,50	1,424	1,8674
34	28,76	3,95	-0,680	142,000	41,65	1,431	1,8896
34,5	28,76	3,94	-0,690	142,000	41,65	1,433	1,9017
35	28,76	3,94	-0,690	141,500	41,50	1,429	1,9139
35,5	28,76	3,94	-0,690	143,000	41,94	1,446	1,9210
36	28,76	3,94	-0,690	143,000	41,94	1,447	1,9434
36,5	28,76	3,94	-0,690	143,500	42,09	1,454	1,9556
37	28,76	3,94	-0,690	144,000	42,24	1,461	1,9679
37,5	28,76	3,94	-0,690	144,000	42,24	1,462	1,9802
38	28,76	3,94	-0,690	144,000	42,24	1,464	2,0027
38,5	28,76	3,94	-0,690	144,000	42,24	1,465	2,0150
39	28,77	3,94	-0,695	144,000	42,24	1,467	2,0274
39,5	28,77	3,94	-0,695	144,000	42,24	1,469	2,0399
40	28,77	3,94	-0,695	145,000	42,53	1,481	2,0523
40,5	28,77	3,94	-0,695	145,000	42,53	1,482	2,0648
41	28,77	3,94	-0,695	145,000	42,53	1,484	2,0773
41,5	28,77	3,94	-0,695	146,000	42,82	1,496	2,0898
42	28,77	3,94	-0,695	145,500	42,68	1,492	2,1024
42,5	28,77	3,94	-0,695	146,500	42,97	1,504	2,1201
43	28,77	3,94	-0,695	146,000	42,82	1,501	2,1276
43,5	28,77	3,94	-0,695	146,000	42,82	1,502	2,1350
44	28,77	3,94	-0,695	147,000	43,12	1,514	2,1426
44,5	28,77	3,94	-0,695	147,000	43,12	1,516	2,1552
45	28,77	3,94	-0,695	146,500	42,97	1,512	2,1679
45,5	28,77	3,94	-0,695	147,500	43,26	1,524	2,1703
46	28,77	3,94	-0,695	147,500	43,26	1,525	2,1831
46,5	28,77	3,94	-0,695	147,000	43,12	1,523	2,1855
47	28,77	3,94	-0,695	148,000	43,41	1,535	2,1880
47,5	28,77	3,94	-0,695	148,000	43,41	1,536	2,2008
48	28,77	3,94	-0,695	148,000	43,41	1,538	2,2084
48,5	28,77	3,94	-0,695	148,500	43,56	1,545	2,2161
49	28,77	3,94	-0,695	148,000	43,41	1,542	2,2186
50	28,77	3,94	-0,695	149,000	43,70	1,555	2,2340
51	28,77	3,93	-0,700	150,000	44,00	1,569	2,2390
52	28,77	3,93	-0,700	150,000	44,00	1,573	2,2493
53	28,77	3,93	-0,700	149,000	43,70	1,566	2,2596
54	28,77	3,93	-0,700	149,000	43,70	1,569	2,2694
55	28,77	3,93	-0,7	150,000	44,00	1,584	2,2770

## ENSAYO DE CORTE DIRECTO (PROCTOR STANDARD)

Datos del Anillo  $\sigma_1 = 2 \text{ Kg/cm}^2$   $\gamma_d = 1,742 \text{ g/cm}^3$   
 Radio (cm) = 3,154 Altura (cm) = 2,39 Gs = 2,76 % w = 17,8  
 Diámetro (cm) = 6,308 Área (cm<sup>2</sup>) = 31,247 Lectura inicial del Flexímetro Vertical (10<sup>-2</sup> mm) = 2,48  
 Volumen (cm<sup>3</sup>) = 74,680 Factor de anillo = 0,2933 Velocidad de Desplazamiento = 6 mm/Hora

Tiempo (min)	Ac (cm <sup>2</sup> )	Desplazamiento horizontal mm	Lectura vertical * 10 <sup>-2</sup> (mm)	Deformación Vertical * 10 <sup>-2</sup> (mm)	Lectura del anillo (μm)	Carga (Kg)	Esfuerzo Corte (Kg/cm <sup>2</sup> )
0	31,25	0,00	2,480	0,000	0,00	0,000	0,0000
0,5	31,22	0,05	2,470	-0,010	5,50	1,613	0,0517
1	31,18	0,10	2,470	-0,010	4,50	1,320	0,0423
1,5	31,15	0,15	2,470	-0,010	5,50	1,613	0,0518
2	31,12	0,20	2,470	-0,010	25,00	7,333	0,2356
2,5	31,09	0,25	2,450	-0,030	38,00	11,145	0,3585
3	31,06	0,30	2,430	-0,050	47,00	13,785	0,4439
3,5	31,03	0,35	2,410	-0,070	54,00	15,838	0,5105
4	30,99	0,40	2,390	-0,090	62,00	17,592	0,5678
4,5	30,96	0,45	2,365	-0,135	84,00	18,771	0,6062
5	30,93	0,50	2,325	-0,185	70,00	20,531	0,6638
5,5	30,90	0,55	2,305	-0,175	73,50	21,558	0,6977
6	30,87	0,60	2,270	-0,210	78,50	23,024	0,7459
6,5	30,84	0,65	2,265	-0,215	82,50	24,197	0,7847
7	30,81	0,70	2,245	-0,235	86,50	25,370	0,8236
7,5	30,77	0,75	2,230	-0,250	90,00	26,397	0,8578
8	30,74	0,80	2,215	-0,265	94,00	27,570	0,8968
8,5	30,71	0,85	2,200	-0,280	96,50	28,303	0,9216
9	30,68	0,90	2,185	-0,295	99,50	29,385	0,9512
9,5	30,65	0,95	2,170	-0,310	102,50	30,363	0,9808
10	30,62	1,00	2,155	-0,325	105,50	30,943	1,0107
10,5	30,58	1,05	2,145	-0,335	108,50	31,823	1,0405
11	30,55	1,10	2,130	-0,350	111,00	32,556	1,0656
11,5	30,52	1,15	2,120	-0,360	114,00	33,436	1,0955
12	30,49	1,20	2,110	-0,370	116,50	34,169	1,1207
12,5	30,46	1,25	2,095	-0,385	119,00	34,903	1,1459
13	30,43	1,30	2,085	-0,395	121,50	35,636	1,1712
13,5	30,40	1,35	2,075	-0,405	123,50	36,223	1,1917
14	30,36	1,40	2,065	-0,415	126,00	36,956	1,2171
14,5	30,33	1,45	2,050	-0,430	128,00	37,592	1,2377
15	30,30	1,50	2,045	-0,435	130,00	38,129	1,2584
15,5	30,27	1,55	2,035	-0,445	132,00	38,716	1,2790
16	30,24	1,60	2,020	-0,460	134,00	39,302	1,2998
16,5	30,21	1,65	2,020	-0,460	136,00	39,889	1,3206
17	30,17	1,70	2,010	-0,470	138,00	40,475	1,3414
17,5	30,14	1,75	2,000	-0,480	138,00	40,475	1,3428
18	30,11	1,80	1,990	-0,490	141,00	41,355	1,3734
18,5	30,08	1,85	1,980	-0,500	143,00	41,942	1,3943
19	30,05	1,90	1,975	-0,505	144,50	42,382	1,4104
19,5	30,02	1,95	1,965	-0,515	146,50	42,968	1,4315
20	29,99	2,00	1,960	-0,520	148,50	43,555	1,4525
20,5	29,95	2,05	1,950	-0,530	149,00	43,702	1,4590
21	29,92	2,10	1,945	-0,535	150,50	44,142	1,4752
21,5	29,89	2,15	1,940	-0,540	152,00	44,582	1,4915
22	29,86	2,20	1,935	-0,545	154,00	45,168	1,5127
22,5	29,83	2,25	1,930	-0,550	155,50	45,608	1,5290
23	29,80	2,30	1,925	-0,555	157,00	46,048	1,5454
23,5	29,76	2,35	1,920	-0,560	158,50	46,488	1,5618
24	29,73	2,40	1,915	-0,565	160,50	47,075	1,5832
24,5	29,70	2,45	1,905	-0,575	162,00	47,515	1,5997
25	29,67	2,50	1,900	-0,580	163,00	47,838	1,6113
25,5	29,64	2,55	1,895	-0,585	164,00	48,101	1,6229
26	29,61	2,60	1,890	-0,590	166,50	48,834	1,6494
26,5	29,58	2,65	1,885	-0,595	167,50	49,128	1,6611
27	29,54	2,70	1,875	-0,605	168,50	49,421	1,6728
27,5	29,51	2,75	1,870	-0,610	169,50	49,714	1,6845
28	29,48	2,80	1,865	-0,615	171,00	50,154	1,7012
28,5	29,45	2,85	1,855	-0,625	172,50	50,594	1,7180
29	29,42	2,90	1,850	-0,630	174,00	51,034	1,7348
29,5	29,39	2,95	1,845	-0,635	174,50	51,181	1,7416
30	29,36	3,00	1,840	-0,640	177,00	51,914	1,7685
30,5	29,32	3,05	1,830	-0,650	178,50	52,354	1,7854
31	29,29	3,10	1,830	-0,650	179,50	52,647	1,7973
31,5	29,26	3,15	1,825	-0,655	181,00	53,087	1,8143
32	29,23	3,20	1,820	-0,660	182,50	53,527	1,8313
32,5	29,20	3,25	1,815	-0,665	183,50	53,821	1,8433
33	29,17	3,30	1,810	-0,670	184,50	54,114	1,8554
33,5	29,13	3,35	1,805	-0,675	185,50	54,407	1,8674
34	29,10	3,40	1,800	-0,680	187,50	54,994	1,8896
34,5	29,07	3,45	1,795	-0,685	188,50	55,287	1,9017
35	29,04	3,50	1,790	-0,690	189,50	55,580	1,9139
35,5	29,01	3,55	1,785	-0,695	190,00	55,873	1,9261
36	28,98	3,60	1,780	-0,700	192,00	56,514	1,9434
36,5	28,95	3,65	1,770	-0,710	193,00	56,607	1,9556
37	28,91	3,70	1,765	-0,715	194,00	56,900	1,9679
37,5	28,88	3,75	1,760	-0,720	195,00	57,194	1,9802
38	28,85	3,80	1,755	-0,725	197,00	57,780	2,0027
38,5	28,82	3,85	1,750	-0,730	198,00	58,073	2,0150
39	28,79	3,90	1,745	-0,735	199,00	58,367	2,0274
39,5	28,76	3,95	1,740	-0,740	200,00	58,660	2,0399
40	28,73	4,00	1,735	-0,745	201,00	58,953	2,0523
40,5	28,69	4,05	1,730	-0,750	202,00	59,247	2,0648
41	28,66	4,10	1,730	-0,750	203,00	59,540	2,0773
41,5	28,63	4,15	1,725	-0,755	204,00	59,833	2,0898
42	28,60	4,20	1,720	-0,760	205,00	60,127	2,1024
42,5	28,57	4,25	1,720	-0,760	206,50	60,566	2,1201
43	28,54	4,30	1,715	-0,765	207,00	60,713	2,1276
43,5	28,51	4,35	1,710	-0,770	207,50	60,860	2,1350
44	28,47	4,40	1,710	-0,770	208,00	61,006	2,1426
44,5	28,44	4,45	1,705	-0,775	209,00	61,300	2,1552
45	28,41	4,50	1,705	-0,775	210,00	61,593	2,1679
45,5	28,38	4,55	1,700	-0,780	210,00	61,593	2,1703
46	28,35	4,60	1,700	-0,780	211,00	61,886	2,1831
46,5	28,32	4,65	1,700	-0,780	211,00	61,886	2,1855
47	28,28	4,70	1,695	-0,785	211,00	61,886	2,1880
47,5	28,25	4,75	1,690	-0,790	212,00	62,180	2,2008
48	28,22	4,80	1,690	-0,790	212,50	62,326	2,2084
48,5	28,19	4,85	1,690	-0,790	213,00	62,473	2,2161
49	28,16	4,90	1,690	-0,790	213,00	62,473	2,2186
50	28,10	5,00	1,680	-0,800	214,00	62,766	2,2340
51	28,03	5,10	1,680	-0,800	214,00	62,766	2,2390
52	27,97	5,20	1,675	-0,805	214,50	62,913	2,2493
53	27,91	5,30	1,670	-0,810	215,00	63,060	2,2596
54	27,84	5,40	1,670	-0,810	215,00	63,060	2,2647
55	27,78	5,50	1,665	-0,815	215,00	63,0595	2,2698
56	27,72	5,60	1,66	-0,820	215,00	63,0595	2,2749

## ENSAYO DE CORTE DIRECTO (PROCTOR ENERGIA INTERMEDIA)

Datos del Anillo

$\sigma_1 = 1 \text{ Kg/cm}^2$

$\gamma_d = 1,7985 \text{ g/cm}^3$

Radio (cm)= 3,154

Altura(cm)= 2,39

Gs=2.76

% w = 15,83

Diámetro(cm)= 6,308

Área(cm<sup>2</sup>) = 31,247

Lectura inicial del Fleximetro Vertical\*(10<sup>-2</sup>)mm = 3,72

Volumen(cm<sup>3</sup>) = 74,680

Factor de anillo = 0,2933

Velocidad de Desplazamiento= 6 mm/Hora

Tiempo (min)	Ac(cm <sup>2</sup> )	Desplazamiento horizontal mm	Lectura vertical * 10 <sup>-2</sup> (mm)	Deformación Vertical * 10 <sup>-2</sup> (mm)	Lectura del anillo (μm)	Carga(Kg)	Esfuerzo Corte(Kg/cm <sup>2</sup> )
0	31,25	0,00	3,720	0,000	0,00	0,000	0,0000
0,5	31,22	0,05	3,710	-0,010	9,00	2,640	0,0846
1	31,18	0,10	3,700	-0,020	23,00	6,746	0,2163
1,5	31,15	0,15	3,680	-0,040	35,00	10,266	0,3295
2	31,12	0,20	3,665	-0,055	43,00	12,612	0,4053
2,5	31,09	0,25	3,645	-0,075	49,00	14,372	0,4623
3	31,06	0,30	3,625	-0,095	53,50	15,692	0,5052
3,5	31,03	0,35	3,605	-0,115	58,00	17,011	0,5483
4	30,99	0,40	3,585	-0,135	61,50	18,038	0,5820
4,5	30,96	0,45	3,570	-0,150	64,50	18,918	0,6110
5	30,93	0,50	3,550	-0,170	66,50	19,504	0,6306
5,5	30,90	0,55	3,530	-0,190	68,50	20,091	0,6502
6	30,87	0,60	3,510	-0,210	71,00	20,824	0,6746
6,5	30,84	0,65	3,495	-0,225	73,00	21,411	0,6943
7	30,81	0,70	3,470	-0,250	74,00	21,704	0,7046
7,5	30,77	0,75	3,450	-0,270	75,00	21,998	0,7148
8	30,74	0,80	3,435	-0,285	76,50	22,437	0,7299
8,5	30,71	0,85	3,415	-0,305	77,50	22,731	0,7402
9	30,68	0,90	3,400	-0,320	79,50	23,317	0,7600
9,5	30,65	0,95	3,375	-0,345	80,00	23,464	0,7656
10	30,62	1,00	3,355	-0,365	81,50	23,904	0,7808
10,5	30,58	1,05	3,330	-0,390	83,00	24,344	0,7960
11	30,55	1,10	3,320	-0,400	84,00	24,637	0,8064
11,5	30,52	1,15	3,300	-0,420	84,50	24,784	0,8120
12	30,49	1,20	3,285	-0,435	86,00	25,224	0,8273
12,5	30,46	1,25	3,270	-0,450	86,50	25,370	0,8330
13	30,43	1,30	3,255	-0,465	88,00	25,810	0,8483
13,5	30,40	1,35	3,240	-0,480	88,00	25,810	0,8492
14	30,36	1,40	3,230	-0,490	89,00	26,104	0,8597
14,5	30,33	1,45	3,215	-0,505	90,00	26,397	0,8703
15	30,30	1,50	3,205	-0,515	91,50	26,837	0,8857
15,5	30,27	1,55	3,190	-0,530	91,50	26,837	0,8866
16	30,24	1,60	3,180	-0,540	93,00	27,277	0,9021
16,5	30,21	1,65	3,165	-0,555	94,00	27,570	0,9127
17	30,17	1,70	3,120	-0,600	93,50	27,424	0,9088
17,5	30,14	1,75	3,120	-0,600	95,50	28,010	0,9292
18	30,11	1,80	3,120	-0,600	96,50	28,303	0,9400
18,5	30,08	1,85	3,115	-0,605	97,00	28,450	0,9458
19	30,05	1,90	3,120	-0,600	97,00	28,450	0,9468
19,5	30,02	1,95	3,115	-0,605	97,50	28,597	0,9527
20	29,99	2,00	3,115	-0,605	98,00	28,743	0,9586
20,5	29,95	2,05	3,110	-0,610	98,50	28,890	0,9645
21	29,92	2,10	3,110	-0,610	98,00	28,743	0,9606
21,5	29,89	2,15	3,110	-0,610	98,50	28,890	0,9665
22	29,86	2,20	3,110	-0,610	98,50	28,890	0,9675
22,5	29,83	2,25	3,110	-0,610	99,50	29,183	0,9784
23	29,80	2,30	3,110	-0,610	99,00	29,037	0,9745
23,5	29,76	2,35	3,110	-0,610	99,50	29,183	0,9805
24	29,73	2,40	3,110	-0,610	100,00	29,330	0,9864
24,5	29,70	2,45	3,110	-0,610	100,00	29,330	0,9875
25	29,67	2,50	3,110	-0,610	100,50	29,477	0,9935
25,5	29,64	2,55	3,110	-0,610	100,50	29,477	0,9945
26	29,61	2,60	3,110	-0,610	100,50	29,477	0,9956
26,5	29,58	2,65	3,110	-0,610	100,50	29,477	0,9967
27	29,54	2,70	3,110	-0,610	101,00	29,623	1,0027
27,5	29,51	2,75	3,105	-0,615	101,00	29,623	1,0037
28	29,48	2,80	3,105	-0,615	101,50	29,770	1,0098
28,5	29,45	2,85	3,105	-0,615	101,50	29,770	1,0109
29	29,42	2,90	3,105	-0,615	102,00	29,917	1,0169
29,5	29,39	2,95	3,105	-0,615	101,50	29,770	1,0130
30	29,36	3,00	3,105	-0,615	102,00	29,917	1,0191
30,5	29,32	3,05	3,105	-0,615	101,50	29,770	1,0152
31	29,29	3,10	3,105	-0,615	101,50	29,770	1,0163
31,5	29,26	3,15	3,105	-0,615	101,50	29,770	1,0174
32	29,23	3,20	3,105	-0,615	102,00	29,917	1,0235
32,5	29,20	3,25	3,105	-0,615	102,00	29,917	1,0246
33	29,17	3,30	3,105	-0,615	102,00	29,917	1,0257
33,5	29,13	3,35	3,105	-0,615	102,00	29,917	1,0268
34	29,10	3,40	3,105	-0,615	102,00	29,917	1,0279
34,5	29,07	3,45	3,105	-0,615	102,00	29,917	1,0291

## ENSAYO DE CORTE DIRECTO (PROCTOR ENERGIA INTERMEDIA)

Datos del Anillo

$\sigma_1 = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$

$\gamma_d = 1,7985 \text{ g/cm}^3$

Radio (cm)= 3,154

Altura(cm)= 2,39

Gs=2,76

% w = 15,83

Diámetro(cm)= 6,308

Área(cm<sup>2</sup>) = 31,247

Lectura inicial del Flexímetro Vertical\*(10<sup>-2</sup>)mm =

6,72

Volumen(cm<sup>3</sup>) = 74,680

Factor de anillo = 0,2933

Velocidad de Desplazamiento= 6 mm/Hora

Tiempo (min)	Ac(cm <sup>2</sup> )	Desplazamiento horizontal mm	Lectura vertical * 10 <sup>(-2)</sup> (mm)	Deformación Vertical * 10 <sup>(-2)</sup> (mm)	Lectura del anillo (µm)	Carga(Kg)	Esfuerzo Corte(Kg/cm <sup>2</sup> )
0	31,25	0,00	6,720	0,000	0,00	0,000	0,0000
0,5	31,22	0,05	6,710	-0,010	6,00	1,760	0,0564
1	31,18	0,10	6,710	-0,010	6,00	1,760	0,0564
1,5	31,15	0,15	6,710	-0,010	4,50	1,320	0,0424
2	31,12	0,20	6,700	-0,020	20,00	5,888	0,1885
2,5	31,09	0,25	6,690	-0,030	33,50	9,826	0,3160
3	31,06	0,30	6,670	-0,050	41,00	12,025	0,3872
3,5	31,03	0,35	6,650	-0,070	49,00	14,372	0,4632
4	30,99	0,40	6,630	-0,090	55,00	16,132	0,5205
4,5	30,96	0,45	6,600	-0,120	59,00	17,305	0,5589
5	30,93	0,50	6,580	-0,140	64,00	18,771	0,6069
5,5	30,90	0,55	6,555	-0,165	68,00	19,944	0,6455
6	30,87	0,60	6,535	-0,185	71,00	20,824	0,6746
6,5	30,84	0,65	6,515	-0,205	75,00	21,998	0,7134
7	30,81	0,70	6,490	-0,230	77,50	22,731	0,7379
7,5	30,77	0,75	6,475	-0,245	81,50	23,904	0,7768
8	30,74	0,80	6,455	-0,265	83,00	24,344	0,7919
8,5	30,71	0,85	6,440	-0,280	86,00	25,224	0,8213
9	30,68	0,90	6,420	-0,300	89,00	26,104	0,8509
9,5	30,65	0,95	6,410	-0,310	91,00	26,690	0,8709
10	30,62	1,00	6,395	-0,325	93,00	27,277	0,8908
10,5	30,59	1,05	6,380	-0,340	95,00	27,864	0,9110
11	30,55	1,10	6,370	-0,350	98,00	28,743	0,9408
11,5	30,52	1,15	6,350	-0,370	99,50	29,183	0,9562
12	30,49	1,20	6,330	-0,390	102,00	29,917	0,9812
12,5	30,46	1,25	6,320	-0,400	103,50	30,357	0,9967
13	30,43	1,30	6,310	-0,410	106,50	31,236	1,0266
13,5	30,40	1,35	6,300	-0,420	107,00	31,383	1,0325
14	30,36	1,40	6,300	-0,420	110,00	32,263	1,0626
14,5	30,33	1,45	6,290	-0,430	110,00	32,263	1,0637
15	30,30	1,50	6,280	-0,440	112,50	32,996	1,0890
15,5	30,27	1,55	6,270	-0,450	113,00	33,143	1,0949
16	30,24	1,60	6,265	-0,455	113,50	33,290	1,1009
16,5	30,21	1,65	6,255	-0,465	116,00	34,023	1,1264
17	30,17	1,70	6,250	-0,470	118,00	34,609	1,1470
17,5	30,14	1,75	6,245	-0,475	119,00	34,903	1,1579
18	30,11	1,80	6,240	-0,480	121,00	35,489	1,1786
18,5	30,08	1,85	6,230	-0,490	121,00	35,489	1,1798
19	30,05	1,90	6,230	-0,490	121,00	35,489	1,1811
19,5	30,02	1,95	6,220	-0,500	123,00	36,076	1,2019
20	29,99	2,00	6,220	-0,500	123,50	36,223	1,2080
20,5	29,95	2,05	6,210	-0,510	124,50	36,518	1,2191
21	29,92	2,10	6,190	-0,530	124,50	36,518	1,2204
21,5	29,89	2,15	6,180	-0,540	126,00	36,956	1,2364
22	29,86	2,20	6,180	-0,540	128,00	37,542	1,2573
22,5	29,83	2,25	6,180	-0,540	127,50	37,396	1,2537
23	29,80	2,30	6,175	-0,545	128,00	37,542	1,2600
23,5	29,76	2,35	6,170	-0,550	128,00	37,542	1,2613
24	29,73	2,40	6,170	-0,550	129,00	37,836	1,2725
24,5	29,70	2,45	6,170	-0,550	130,00	38,129	1,2837
25	29,67	2,50	6,165	-0,555	132,00	38,716	1,3049
25,5	29,64	2,55	6,165	-0,555	132,00	38,716	1,3062
26	29,61	2,60	6,160	-0,560	133,50	39,156	1,3225
26,5	29,58	2,65	6,160	-0,560	133,30	39,097	1,3219
27	29,54	2,70	6,160	-0,560	133,50	39,156	1,3253
27,5	29,51	2,75	6,155	-0,565	134,00	39,302	1,3317
28	29,48	2,80	6,150	-0,570	134,00	39,302	1,3331
28,5	29,42	2,85	6,150	-0,570	135,00	39,596	1,3446
29	29,42	2,90	6,150	-0,570	134,50	39,449	1,3410
29,5	29,39	2,95	6,150	-0,570	135,00	39,596	1,3474
30	29,36	3,00	6,145	-0,575	135,00	39,596	1,3488
30,5	29,32	3,05	6,145	-0,575	136,50	40,035	1,3653
31	29,29	3,10	6,140	-0,580	137,00	40,182	1,3718
31,5	29,26	3,15	6,140	-0,580	136,50	40,035	1,3682
32	29,23	3,20	6,140	-0,580	138,00	40,475	1,3848
32,5	29,20	3,25	6,140	-0,580	137,50	40,329	1,3812
33	29,17	3,30	6,135	-0,585	139,00	40,769	1,3978
33,5	29,13	3,35	6,135	-0,585	138,50	40,622	1,3943
34	29,10	3,40	6,135	-0,585	140,00	41,062	1,4109
34,5	29,07	3,45	6,130	-0,590	140,00	41,062	1,4124
35	29,04	3,50	6,130	-0,590	139,50	40,915	1,4089
35,5	29,01	3,55	6,130	-0,590	140,50	41,209	1,4206
36	28,98	3,60	6,130	-0,590	139,50	40,915	1,4120
36,5	28,95	3,65	6,130	-0,590	141,00	41,355	1,4287
37	28,91	3,70	6,130	-0,590	140,50	41,209	1,4252
37,5	28,88	3,75	6,130	-0,590	142,00	41,649	1,4420
38	28,85	3,80	6,130	-0,590	141,50	41,502	1,4385
38,5	28,82	3,85	6,125	-0,595	142,50	41,796	1,4502
39	28,79	3,90	6,125	-0,595	143,00	41,942	1,4569
39,5	28,76	3,95	6,125	-0,595	142,50	41,796	1,4534
40	28,73	4,00	6,120	-0,600	144,00	42,235	1,4703
40,5	28,69	4,05	6,120	-0,600	143,00	41,942	1,4617
41	28,66	4,10	6,120	-0,600	144,00	42,235	1,4735
41,5	28,63	4,15	6,120	-0,600	144,00	42,235	1,4752
42	28,60	4,20	6,120	-0,600	144,00	42,235	1,4768
42,5	28,57	4,25	6,120	-0,600	144,00	42,235	1,4784
43	28,54	4,30	6,120	-0,600	144,50	42,382	1,4852
43,5	28,51	4,35	6,120	-0,600	146,00	42,822	1,5022
44	28,47	4,40	6,120	-0,600	145,00	42,529	1,4936
44,5	28,44	4,45	6,120	-0,600	146,00	42,822	1,5056
45	28,41	4,50	6,120	-0,600	146,00	42,822	1,5072
45,5	28,38	4,55	6,120	-0,600	146,50	42,968	1,5141
46	28,35	4,60	6,115	-0,605	147,00	43,115	1,5209
46,5	28,32	4,65	6,115	-0,605	146,50	42,968	1,5174
47	28,28	4,70	6,115	-0,605	148,00	43,408	1,5347
47,5	28,25	4,75	6,115	-0,605	147,00	43,115	1,5260
48	28,22	4,80	6,115	-0,605	148,00	43,408	1,5381
48,5	28,19	4,85	6,115	-0,605	147,50	43,262	1,5346
49	28,16	4,90	6,115	-0,605	148,00	43,408	1,5411
49,5	28,13	4,95	6,115	-0,605	148,00	43,408	1,5433
50	28,10	5,00	6,115	-0,605	147,50	43,262	1,5398



## ENSAYO DE CORTE DIRECTO (PROCTOR ENERGIA INTERMEDIA)

Datos del Anillo

$\sigma_1 = 2 \text{Kg/cm}^2$

$\gamma_d = 1,7985 \text{ g/cm}^3$

Radio (cm)= 3,154

Altura(cm)= 2,39

Gs=2.76

$\% w = 15,83$

Diámetro(cm)= 6,308

Área(cm<sup>2</sup>) = 31,247

Lectura inicial del Flexímetro Vertical\*(10<sup>-2</sup>)mm = 2,85

Volumen(cm<sup>3</sup>) = 74,680

Factor de anillo = 0,2933

Velocidad de Desplazamiento= 6 mm/Hora

Tiempo (min)	Ac(cm <sup>2</sup> )	Desplazamiento horizontal (mm)	Lectura vertical * 10 <sup>-2</sup> (mm)	Deformación Vertical * 10 <sup>-2</sup> (mm)	Lectura del anillo (µm)	Carga(Kg)	Esfuerzo Corte(Kg/cm <sup>2</sup> )
0	31,25	0,00	2,850	0,000	0,00	0,000	0,0000
0,5	31,22	0,05	2,840	-0,010	4,50	1,320	0,0423
1	31,18	0,10	2,830	-0,020	4,00	1,173	0,0376
1,5	31,15	0,15	2,830	-0,020	3,00	0,880	0,0282
2	31,12	0,20	2,820	-0,030	12,00	3,520	0,1131
2,5	31,09	0,25	2,810	-0,040	32,00	9,388	0,3019
3	31,06	0,30	2,790	-0,060	42,50	12,465	0,4014
3,5	31,03	0,35	2,770	-0,080	52,50	15,388	0,4963
4	30,99	0,40	2,745	-0,105	60,00	17,598	0,5678
4,5	30,96	0,45	2,720	-0,130	67,50	19,798	0,6394
5	30,93	0,50	2,700	-0,150	73,00	21,411	0,6922
5,5	30,90	0,55	2,675	-0,175	78,00	22,877	0,7404
6	30,87	0,60	2,655	-0,195	84,00	24,637	0,7981
6,5	30,84	0,65	2,630	-0,220	87,00	25,517	0,8275
7	30,81	0,70	2,620	-0,230	94,00	27,570	0,8950
7,5	30,77	0,75	2,600	-0,250	96,50	28,303	0,9197
8	30,74	0,80	2,580	-0,270	102,00	29,917	0,9731
8,5	30,71	0,85	2,560	-0,290	104,50	30,650	0,9980
9	30,68	0,90	2,545	-0,305	110,00	32,263	1,0516
9,5	30,65	0,95	2,530	-0,320	112,00	32,850	1,0719
10	30,62	1,00	2,510	-0,340	114,00	33,436	1,0921
10,5	30,58	1,05	2,500	-0,350	119,00	34,903	1,1412
11	30,55	1,10	2,480	-0,370	121,00	35,489	1,1616
11,5	30,52	1,15	2,470	-0,380	126,00	36,956	1,2108
12	30,49	1,20	2,450	-0,400	127,00	37,249	1,2217
12,5	30,46	1,25	2,440	-0,410	131,00	38,422	1,2615
13	30,43	1,30	2,425	-0,425	133,00	39,009	1,2821
13,5	30,40	1,35	2,415	-0,435	134,50	39,449	1,2979
14	30,36	1,40	2,400	-0,450	139,00	40,769	1,3427
14,5	30,33	1,45	2,390	-0,460	140,00	41,062	1,3537
15	30,30	1,50	2,380	-0,470	144,00	42,235	1,3939
15,5	30,27	1,55	2,370	-0,480	145,00	42,529	1,4050
16	30,24	1,60	2,360	-0,490	146,50	42,968	1,4210
16,5	30,21	1,65	2,350	-0,500	151,00	44,288	1,4662
17	30,17	1,70	2,345	-0,505	152,50	44,728	1,4823
17,5	30,14	1,75	2,340	-0,510	154,50	45,315	1,5033
18	30,11	1,80	2,330	-0,520	156,50	45,901	1,5244
18,5	30,08	1,85	2,330	-0,520	158,50	46,488	1,5455
19	30,05	1,90	2,325	-0,525	161,00	47,221	1,5715
19,5	30,02	1,95	2,320	-0,530	161,50	47,388	1,5780
20	29,99	2,00	2,320	-0,530	163,00	47,935	1,5993
20,5	29,95	2,05	2,310	-0,540	163,00	48,101	1,6058
21	29,92	2,10	2,310	-0,540	165,00	48,688	1,6271
21,5	29,89	2,15	2,310	-0,540	166,50	48,834	1,6338
22	29,86	2,20	2,300	-0,550	167,50	49,128	1,6453
22,5	29,83	2,25	2,300	-0,550	169,00	49,568	1,6618
23	29,80	2,30	2,295	-0,555	169,00	49,568	1,6636
23,5	29,76	2,35	2,295	-0,555	171,50	50,301	1,6899
24	29,73	2,40	2,290	-0,560	170,50	50,008	1,6819
24,5	29,70	2,45	2,285	-0,565	173,00	50,741	1,7083
25	29,67	2,50	2,280	-0,570	173,50	50,888	1,7151
25,5	29,64	2,55	2,280	-0,570	173,50	50,888	1,7169
26	29,61	2,60	2,275	-0,575	176,50	51,767	1,7485
26,5	29,58	2,65	2,270	-0,580	176,00	51,621	1,7454
27	29,54	2,70	2,270	-0,580	178,50	52,354	1,7721
27,5	29,51	2,75	2,270	-0,580	178,00	52,207	1,7690
28	29,48	2,80	2,265	-0,585	178,50	52,354	1,7758
28,5	29,45	2,85	2,265	-0,585	180,50	52,941	1,7977
29	29,42	2,90	2,265	-0,585	180,00	52,794	1,7946
29,5	29,39	2,95	2,260	-0,590	182,00	53,381	1,8165
30	29,36	3,00	2,250	-0,590	182,50	53,527	1,8234
30,5	29,32	3,05	2,250	-0,590	181,50	53,234	1,8154
31	29,29	3,10	2,250	-0,590	184,00	53,967	1,8424
31,5	29,26	3,15	2,250	-0,590	183,00	53,674	1,8343
32	29,23	3,20	2,255	-0,595	184,50	54,114	1,8514
32,5	29,20	3,25	2,255	-0,595	185,00	54,261	1,8584
33	29,17	3,30	2,250	-0,600	184,50	54,114	1,8554
33,5	29,13	3,35	2,250	-0,600	186,50	54,700	1,8775
34	29,10	3,40	2,250	-0,600	186,50	54,700	1,8795
34,5	29,07	3,45	2,250	-0,600	186,50	54,700	1,8816
35	29,04	3,50	2,250	-0,600	188,50	55,287	1,9038
35,5	29,01	3,55	2,250	-0,600	188,50	55,287	1,9059
36	28,98	3,60	2,250	-0,600	188,00	55,140	1,9029
36,5	28,95	3,65	2,250	-0,600	189,50	55,580	1,9202
37	28,91	3,70	2,245	-0,605	189,00	55,434	1,9172
37,5	28,88	3,75	2,240	-0,610	189,00	55,434	1,9193
38	28,85	3,80	2,240	-0,610	190,00	55,727	1,9315
38,5	28,82	3,85	2,240	-0,610	190,00	55,727	1,9336
39	28,79	3,90	2,240	-0,610	190,00	54,554	1,8950
39,5	28,75	3,95	2,240	-0,610	190,00	55,127	1,9179
40	28,73	4,00	2,240	-0,610	190,50	55,374	1,9451
40,5	28,69	4,05	2,240	-0,610	192,50	56,480	1,9677
41	28,66	4,10	2,240	-0,610	191,50	56,167	1,9596
41,5	28,63	4,15	2,240	-0,610	191,50	56,167	1,9618
42	28,60	4,20	2,240	-0,610	193,50	56,754	1,9844
42,5	28,57	4,25	2,240	-0,610	193,00	56,607	1,9815
43	28,54	4,30	2,240	-0,610	193,00	56,607	1,9837
43,5	28,51	4,35	2,235	-0,615	194,50	57,047	2,0013
44	28,47	4,40	2,235	-0,615	194,00	56,900	1,9983
44,5	28,44	4,45	2,235	-0,615	193,50	56,754	1,9954
45	28,41	4,50	2,235	-0,615	196,00	57,487	2,0234
45,5	28,38	4,55	2,235	-0,615	195,00	57,194	2,0153
46	28,35	4,60	2,235	-0,615	195,00	57,194	2,0176
46,5	28,32	4,65	2,235	-0,615	196,50	57,633	2,0353
47	28,28	4,70	2,235	-0,615	196,00	57,487	2,0324
47,5	28,25	4,75	2,235	-0,615	197,50	57,927	2,0503
48	28,22	4,80	2,235	-0,615	197,00	57,780	2,0473
48,5	28,19	4,85	2,235	-0,615	197,00	57,780	2,0496
49	28,16	4,90	2,235	-0,615	195,00	56,673	2,0223
49,5	28,13	4,95	2,235	-0,615	197,00	57,780	2,0542
50	28,10	5,00	2,235	-0,615	198,00	58,073	2,0669

## ENSAYO DE CORTE DIRECTO (PROCTOR MODIFICADO)

Datos del Anillo

Radio(cm)= 3,154  
 Diámetro(cm)= 6,308  
 Volumen(cm2)= 74,680

$\sigma_1=0,5 \text{ Kg/cm}^2$

Altura(cm)= 2,39  
 Área(cm2)= 31,25  
 Factor de anillo = 0,2933

Gs=2.76

Lectura inicial del Flexímetro Vertical\*(10<sup>-2</sup>)mm = 0,96  
 Velocidad de Desplazamiento= 6 mm/Hora

$\gamma_d = 1,855 \text{ g/cm}^3$

% w = 14,3

Tiempo (min)	Ac(cm2)	Desplazamiento horizontal mm	Lectura vertical * 10 <sup>-2</sup> (mm)	Deformación Vertical * 10 <sup>4</sup> (-2)(mm)	Lectura del anillo (μm)	Carga(Kg)	Esfuerzo Corte(Kg/cm2)
0	31,25	0,0	0,960	0,000	0,00	0,000	0,0000
5	31,18	0,1	0,960	-0,000	2,00	0,587	0,0188
10	31,12	0,2	0,960	-0,000	2,00	0,587	0,0188
15	31,06	0,3	0,960	0,000	1,00	0,293	0,0094
20	30,99	0,4	0,960	0,000	1,50	0,440	0,0142
25	30,93	0,5	0,960	0,000	0,00	0,000	0,0000
30	30,87	0,6	0,960	0,000	3,00	0,880	0,0285
35	30,81	0,7	0,960	0,000	10,00	2,933	0,0952
40	30,74	0,8	0,960	0,000	37,00	10,852	0,3530
45	30,68	0,9	0,970	0,010	49,00	14,372	0,4685
50	30,62	1,0	0,980	0,020	55,00	16,132	0,5269
55	30,55	1,1	0,980	0,020	59,00	17,305	0,5664
60	30,49	1,2	0,985	0,025	61,50	18,038	0,5916
65	30,43	1,3	0,985	0,025	63,00	18,478	0,6073
70	30,36	1,4	0,985	0,025	65,00	19,065	0,6279
75	30,30	1,5	0,980	0,020	66,00	19,358	0,6389
80	30,24	1,6	0,980	0,020	67,00	19,651	0,6499
85	30,17	1,7	0,980	0,020	68,00	19,944	0,6610
90	30,11	1,8	0,975	0,015	68,50	20,091	0,6672
95	30,05	1,9	0,960	0,000	69,00	20,238	0,6735
100	29,99	2,0	0,950	-0,010	69,00	20,238	0,6749
105	29,92	2,1	0,940	-0,020	69,00	20,238	0,6763
110	29,86	2,2	0,930	-0,030	69,50	20,384	0,6827
115	29,80	2,3	0,920	-0,040	69,50	20,384	0,6841
120	29,73	2,4	0,920	-0,040	69,50	20,384	0,6856
125	29,67	2,5	0,915	-0,045	70,00	20,531	0,6920
130	29,61	2,6	0,910	-0,050	70,00	20,531	0,6934
135	29,54	2,7	0,905	-0,055	70,00	20,531	0,6949
140	29,48	2,8	0,905	-0,055	70,00	20,531	0,6964
145	29,42	2,9	0,905	-0,055	70,00	20,531	0,6979
150	29,36	3,0	0,905	-0,055	70,00	20,531	0,6994
155	29,29	3,1	0,905	-0,055	70,00	20,531	0,7009
160	29,23	3,2	0,905	-0,055	70,00	20,531	0,7024
165	29,17	3,3	0,905	-0,055	70,00	20,531	0,7039
170	29,10	3,4	0,905	-0,055	70,00	20,531	0,7055

## ENSAYO DE CORTE DIRECTO (PROCTOR MODIFICADO)

Datos del Anillo

Radio(cm)= 3,154

Diámetro(cm)= 6,308

Volumen(cm<sup>2</sup>) = 74,680

$\sigma_1 = 1 \text{ Kg/cm}^2$

Altura(cm)= 2,39

Área(cm<sup>2</sup>) = 31,247

Factor de anillo = 0,2933

Gs=2.76

Lectura inicial del Flexímetro Vertical\*(10<sup>-2</sup>)mm = 2,93

Velocidad de Desplazamiento= 6 mm/Hora

$\gamma_d = 1,855 \text{ g/cm}^3$

% w = 14,3

Tiempo (min)	Ac(cm <sup>2</sup> )	Desplazamiento horizontal	mm	Lectura vertical * 10 <sup>-2</sup> (mm)	Deformación Vertical * 10 <sup>-2</sup> (mm)	Lectura del anillo (µm)	Carga(Kg)	Esfuerzo Corte(Kg/cm <sup>2</sup> )
0	31,25	0,0		2,930	0,000	0,00	0,000	0,0000
5	31,18	0,1		2,930	-0,000	6,00	1,760	0,0564
10	31,12	0,2		2,930	-0,000	31,00	9,092	0,2922
15	31,06	0,3		2,920	-0,010	62,00	18,185	0,5855
20	30,99	0,4		2,910	-0,020	81,00	23,757	0,7665
25	30,93	0,5		2,902	-0,028	91,00	26,690	0,8629
30	30,87	0,6		2,899	-0,031	96,50	28,303	0,9169
35	30,81	0,7		2,880	-0,050	100,00	29,330	0,9521
40	30,74	0,8		2,861	-0,069	103,00	30,210	0,9827
45	30,68	0,9		2,838	-0,092	106,00	31,090	1,0134
50	30,62	1,0		2,815	-0,115	108,00	31,676	1,0346
55	30,55	1,1		2,785	-0,145	110,00	32,263	1,0560
60	30,49	1,2		2,748	-0,182	112,00	32,850	1,0774
65	30,43	1,3		2,710	-0,220	114,00	33,436	1,0989
70	30,36	1,4		2,670	-0,260	117,00	34,316	1,1302
75	30,30	1,5		2,655	-0,275	119,00	34,903	1,1519
80	30,24	1,6		2,650	-0,280	120,00	35,196	1,1640
85	30,17	1,7		2,645	-0,285	121,00	35,489	1,1761
90	30,11	1,8		2,640	-0,290	121,00	35,489	1,1786
95	30,05	1,9		2,632	-0,298	122,00	35,783	1,1908
100	29,99	2,0		2,630	-0,300	121,00	35,489	1,1836
105	29,92	2,1		2,630	-0,300	120,00	35,196	1,1762
110	29,86	2,2		2,629	-0,301	120,00	35,196	1,1787
115	29,80	2,3		2,628	-0,302	119,00	34,903	1,1714
120	29,73	2,4		2,629	-0,301	120,00	35,196	1,1837
125	29,67	2,5		2,625	-0,305	120,00	35,196	1,1862
130	29,61	2,6		2,622	-0,308	120,00	35,196	1,1888
135	29,54	2,7		2,621	-0,309	120,00	35,196	1,1913
140	29,48	2,8		2,621	-0,309	121,00	35,489	1,2038
145	29,42	2,9		2,621	-0,309	121,00	35,489	1,2064
150	29,36	3,0		2,621	-0,309	120,00	35,196	1,1990
155	29,29	3,1		2,621	-0,309	120,00	35,196	1,2015
160	29,23	3,2		2,621	-0,309	119,00	34,903	1,1941
165	29,17	3,3		2,621	-0,309	120,00	35,196	1,2067
170	29,10	3,4		2,621	-0,309	120,00	35,196	1,2094
175	29,04	3,5		2,625	-0,305	119,00	34,903	1,2019
180	28,98	3,6		2,626	-0,304	119,00	34,903	1,2045
185	28,91	3,7		2,629	-0,301	119,00	34,903	1,2071
190	28,85	3,8		2,630	-0,300	117,00	34,316	1,1894
195	28,79	3,9		2,630	-0,300	117,00	34,316	1,1920
200	28,73	4,0		2,630	-0,300	118,00	34,609	1,2048
205	28,66	4,1		2,630	-0,300	119,00	34,903	1,2177
210	28,60	4,2		2,630	-0,300	120,00	35,196	1,2306
215	28,54	4,3		2,630	-0,300	121,00	35,489	1,2436
220	28,47	4,4		2,629	-0,301	121,00	35,489	1,2464
225	28,41	4,5		2,629	-0,301	120,00	35,196	1,2388
230	28,35	4,6		2,629	-0,301	120,00	35,196	1,2416
235	28,28	4,7		2,629	-0,301	120,00	35,196	1,2443
240	28,22	4,8		2,629	-0,301	121,00	35,489	1,2575
245	28,16	4,9		2,629	-0,301	121,00	35,489	1,2603
250	28,10	5,0		2,629	-0,301	121	35,489	1,2631
255	28,03	5,1		2,629	-0,301	122,00	35,783	1,2764
260	27,97	5,2		2,629	-0,301	122,00	35,783	1,2793
265	27,91	5,3		2,629	-0,301	122,00	35,783	1,2822
270	27,84	5,4		2,629	-0,301	122,00	35,783	1,2851
275	27,78	5,5		2,629	-0,301	122,00	35,783	1,2880
280	27,72	5,6		2,629	-0,301	121,00	35,489	1,2803
285	27,66	5,7		2,63	-0,300	121,00	35,489	1,2832
290	27,59	5,8		2,63	-0,300	121,00	35,489	1,2861
295	27,53	5,9		2,63	-0,300	121,00	35,489	1,2891
300	27,47	6,0		2,63	-0,300	121,00	35,489	1,2920
305	27,41	6,1		2,63	-0,300	121,00	35,489	1,2950
310	27,34	6,2		2,63	-0,300	122,00	35,783	1,3087
315	27,28	6,3		2,629	-0,301	121,00	35,489	1,3009
320	27,22	6,4		2,629	-0,301	121,00	35,489	1,3039
325	27,15	6,5		2,628	-0,302	121,00	35,489	1,3070
330	27,09	6,6		2,625	-0,305	120,00	35,196	1,2992
335	27,03	6,7		2,625	-0,305	120,00	35,196	1,3022
340	26,97	6,8		2,625	-0,305	121,00	35,489	1,3161
345	26,90	6,9		2,625	-0,305	121,00	35,489	1,3191
350	26,84	7,0		2,625	-0,305	122,00	35,783	1,3332
355	26,78	7,1		2,625	-0,305	122,00	35,783	1,3363
360	26,72	7,2		2,625	-0,305	121,00	35,489	1,3284
365	26,65	7,3		2,624	-0,306	121,00	35,489	1,3316
370	26,59	7,4		2,624	-0,306	121,00	35,489	1,3347
375	26,53	7,5		2,624	-0,306	121,00	35,489	1,3378
380	26,46	7,6		2,625	-0,305	121,00	35,489	1,3410
385	26,40	7,7		2,625	-0,305	121,00	35,489	1,3442
390	26,34	7,8		2,625	-0,305	121,00	35,489	1,3474
395	26,28	7,9		2,625	-0,305	121,00	35,489	1,3506
400	26,21	8,0		2,628	-0,302	121,00	35,489	1,3538
405	26,15	8,1		2,628	-0,302	121,00	35,489	1,3571
410	26,09	8,2		2,628	-0,302	121,00	35,489	1,3603
415	26,03	8,3		2,629	-0,301	121,00	35,489	1,3636
420	25,96	8,4		2,629	-0,301	121,00	35,489	1,3669
425	25,90	8,5		2,629	-0,301	121,00	35,489	1,3702
430	25,84	8,6		2,629	-0,301	122,00	35,783	1,3848
435	25,78	8,7		2,629	-0,301	122,00	35,783	1,3882
440	25,71	8,8		2,629	-0,301	122,00	35,783	1,3916
445	25,65	8,9		2,629	-0,301	122,00	35,783	1,3949
450	25,59	9,0		2,629	-0,301	122,00	35,783	1,3983
455	25,53	9,1		2,629	-0,301	122,00	35,783	1,4018
460	25,46	9,2		2,629	-0,301	122,00	35,783	1,4052
465	25,40	9,3		2,629	-0,301	122,00	35,783	1,4086
470	25,34	9,4		2,629	-0,301	122,00	35,783	1,4121

## ENSAYO DE CORTE DIRECTO (PROCTOR MODIFICADO)

$$\gamma_d = 1,855 \text{ g/cm}^3$$

Datos del Anillo

$$\sigma_1 = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Radio(cm)= 3,154

Altura(cm)= 2,39

Gs=2.76

% w = 14,3

Diámetro(cm)= 6,308

Área(cm<sup>2</sup>) = 31,25

Lectura inicial del Flexímetro Vertical\*(10<sup>-2</sup>)mm = 0,89

Volumen(cm<sup>2</sup>) = 74,680

Factor de anillo = 0,2933

Velocidad de Desplazamiento= 6 mm/Hora

Tiempo (min)	Ac(cm <sup>2</sup> )	Desplazamiento horizontal mm	Lectura vertical * 10 <sup>-2</sup> (mm)	Deformación Vertical * 10 <sup>^(-2)</sup> (mm)	Lectura del anillo (μm)	Carga(Kg)	Esfuerzo Corte(Kg/cm <sup>2</sup> )
0	31,25	0,0	0,890	0,000	0,00	0,000	0,0000
5	31,18	0,1	0,860	-0,030	0,00	0,000	0,0000
10	31,12	0,2	0,840	-0,050	30,00	8,799	0,2827
15	31,06	0,3	0,810	-0,080	57,50	16,865	0,5430
20	30,99	0,4	0,770	-0,120	70,00	20,531	0,6624
25	30,93	0,5	0,730	-0,160	81,00	23,757	0,7681
30	30,87	0,6	0,700	-0,190	89,00	26,104	0,8456
35	30,81	0,7	0,670	-0,220	97,00	28,450	0,9235
40	30,74	0,8	0,635	-0,255	104,00	30,503	0,9922
45	30,68	0,9	0,610	-0,280	109,00	31,970	1,0421
50	30,62	1,0	0,580	-0,310	115,00	33,730	1,1017
55	30,55	1,1	0,550	-0,340	119,00	34,903	1,1424
60	30,49	1,2	0,530	-0,360	124,00	36,369	1,1928
65	30,43	1,3	0,510	-0,380	127,50	37,396	1,2290
70	30,36	1,4	0,480	-0,410	131,00	38,422	1,2654
75	30,30	1,5	0,470	-0,420	134,50	39,449	1,3019
80	30,24	1,6	0,450	-0,440	139,00	40,769	1,3483
85	30,17	1,7	0,430	-0,460	143,00	41,942	1,3900
90	30,11	1,8	0,420	-0,470	147,00	43,115	1,4318
95	30,05	1,9	0,410	-0,480	150,00	43,995	1,4641
100	29,99	2,0	0,390	-0,500	154,00	45,168	1,5063
105	29,92	2,1	0,380	-0,510	157,00	46,048	1,5389
110	29,86	2,2	0,370	-0,520	160,00	46,928	1,5716
115	29,80	2,3	0,355	-0,535	163,00	47,808	1,6045
120	29,73	2,4	0,350	-0,540	165,00	48,395	1,6276
125	29,67	2,5	0,340	-0,550	167,00	48,981	1,6508
130	29,61	2,6	0,340	-0,550	169,00	49,568	1,6742
135	29,54	2,7	0,340	-0,550	170,00	49,861	1,6877
140	29,48	2,8	0,335	-0,555	171,50	50,301	1,7062
145	29,42	2,9	0,330	-0,560	173,00	50,741	1,7248
150	29,36	3,0	0,330	-0,560	173,50	50,888	1,7335
155	29,29	3,1	0,325	-0,565	175,00	51,328	1,7523
160	29,23	3,2	0,325	-0,565	176,00	51,621	1,7661
165	29,17	3,3	0,320	-0,570	176,00	51,621	1,7699
170	29,10	3,4	0,320	-0,570	176,50	51,767	1,7788
175	29,04	3,5	0,320	-0,570	177,00	51,914	1,7877
180	28,98	3,6	0,320	-0,570	177,00	51,914	1,7915
185	28,91	3,7	0,320	-0,570	177,00	51,914	1,7954
190	28,85	3,8	0,320	-0,570	177,00	51,914	1,7994
195	28,79	3,9	0,320	-0,570	177,00	51,914	1,8033

## ENSAYO DE CORTE DIRECTO (PROCTOR MODIFICADO)

$$\gamma_d = 1,855 \text{ g / cm}^3$$

Datos del Anillo

$$\sigma_1 = 2 \text{ Kg/cm}^2$$

Radio(cm)= 3,154

Altura(cm)= 2,39

Gs=2.76

% w = 14,3

Diámetro(cm)= 6,308

Área(cm<sup>2</sup>) = 31,25

Lectura inicial del Flexímetro Vertical\*(10<sup>-2</sup>)mm = 5,94

Volumen(cm<sup>3</sup>) = 74,680

Factor de anillo = 0,2933

Velocidad de Desplazamiento= 6 mm/Hora

Tiempo (min)	Ac(cm <sup>2</sup> )	Desplazamiento horizontal mm	Lectura vertical * 10 <sup>-2</sup> (mm)	Deformación Vertical * 10 <sup>4</sup> (-2)(mm)	Lectura del anillo (μm)	Carga(Kg)	Esfuerzo Corte(Kg/cm <sup>2</sup> )
0	31,25	0,0	5,940	0,000	0,00	0,000	0,0000
5	31,18	0,1	5,940	-0,000	2,00	0,587	0,0188
10	31,12	0,2	5,940	-0,000	18,00	5,279	0,1696
15	31,06	0,3	5,910	-0,030	60,00	17,598	0,5666
20	30,99	0,4	5,852	-0,088	80,00	23,464	0,7570
25	30,93	0,5	5,812	-0,128	99,50	29,183	0,9435
30	30,87	0,6	5,780	-0,160	115,50	33,876	1,0974
35	30,81	0,7	5,755	-0,185	128,50	37,689	1,2235
40	30,74	0,8	5,730	-0,210	138,00	40,475	1,3166
45	30,68	0,9	5,702	-0,238	147,00	43,115	1,4054
50	30,62	1,0	5,685	-0,255	155,00	45,462	1,4849
55	30,55	1,1	5,662	-0,278	161,50	47,368	1,5504
60	30,49	1,2	5,642	-0,298	167,50	49,128	1,6113
65	30,43	1,3	5,622	-0,318	174,00	51,034	1,6773
70	30,36	1,4	5,615	-0,325	181,00	53,087	1,7484
75	30,30	1,5	5,610	-0,330	185,00	54,261	1,7907
80	30,24	1,6	5,600	-0,340	188,00	55,140	1,8236
85	30,17	1,7	5,595	-0,345	191,00	56,020	1,8565
90	30,11	1,8	5,590	-0,350	193,00	56,607	1,8799
95	30,05	1,9	5,590	-0,350	195,00	57,194	1,9034
100	29,99	2,0	5,580	-0,360	197,00	57,780	1,9269
105	29,92	2,1	5,580	-0,360	198,00	58,073	1,9408
110	29,86	2,2	5,575	-0,365	199,00	58,367	1,9547
115	29,80	2,3	5,572	-0,368	200,50	58,807	1,9736
120	29,73	2,4	5,570	-0,370	201,00	58,953	1,9827
125	29,67	2,5	5,570	-0,370	201,50	59,100	1,9919
130	29,61	2,6	5,565	-0,375	202,00	59,247	2,0011
135	29,54	2,7	5,565	-0,375	203,50	59,687	2,0202
140	29,48	2,8	5,565	-0,375	204,00	59,833	2,0295
145	29,42	2,9	5,565	-0,375	204,00	59,833	2,0339
150	29,36	3,0	5,565	-0,375	204,00	59,833	2,0383
155	29,29	3,1	5,565	-0,375	205,00	60,127	2,0526
160	29,23	3,2	5,565	-0,375	205,00	60,127	2,0571
165	29,17	3,3	5,565	-0,375	205,00	60,127	2,0615
170	29,10	3,4	5,565	-0,375	205,00	60,127	2,0660
175	29,04	3,5	5,565	-0,375	205,00	60,127	2,0705

**CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL ASTM D2216**

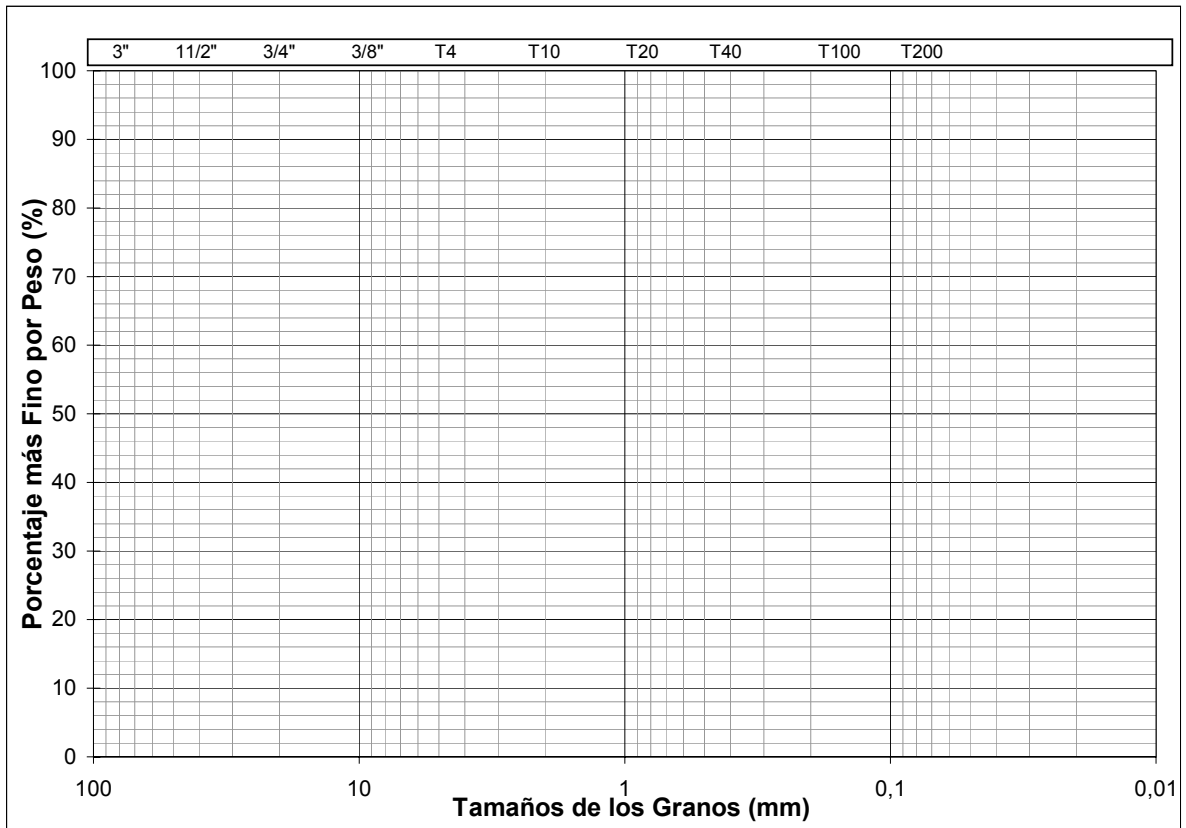
HUMEDAD NATURAL (SECADO AL HORNO)

Muestra N <sup>a</sup>								
Capsula N <sup>a</sup>								
Peso de la capsula (g)								
Peso de la capsula+S. H. (g)								
Peso de la capsula+S.S. (g)								
Peso del suelo Humedo(g)								
Peso de la muestra seca (g)								
Peso del agua (g)								
Humedad $\omega$ (%)								

**ENSAYO DE GRANULOMETRÍA ASTM D422**

	Tamiz	Peso Retenido (gr)	% Retenido	% más Grueso	% más Fino	Abertura (mm)	
GRAVA	3"					76,2	Peso Total de la Muestra gr
	1 1/2"					38,1	
	3/4"					19,1	
	3/8"					9,52	
	N° 4					4,76	
ARENA	N° 10					2	
	N° 20					0,84	
	N° 40					0,42	
	N° 100					0,149	
	N° 200					0,075	
	Pasa N°200					<0,075	

**CURVA GRANULOMÉTRICA**



% G=  
d<sub>10</sub>=

% S=  
d<sub>30</sub>=

% F=  
d<sub>60</sub>=

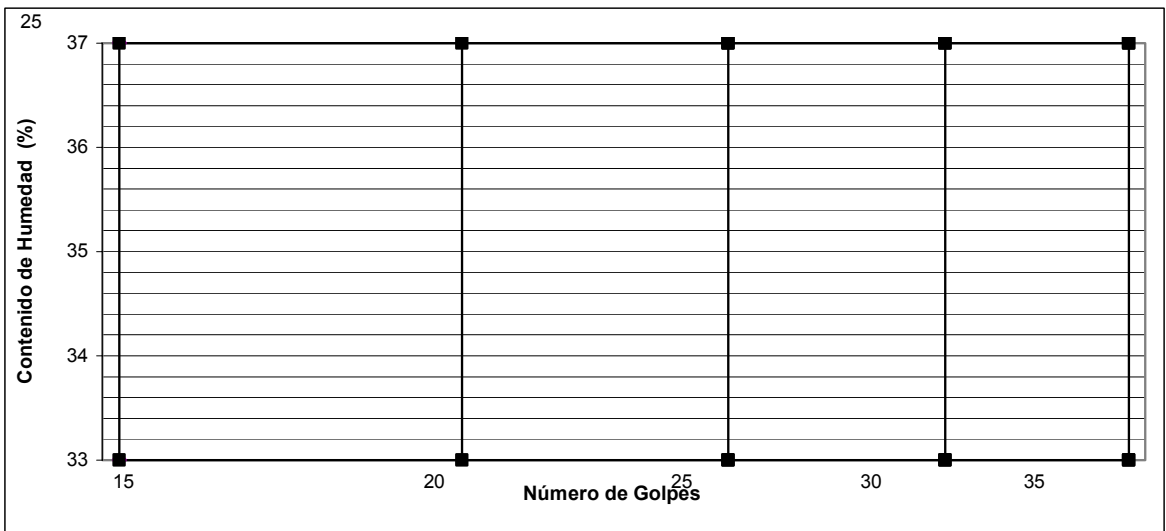
Cu = d<sub>60</sub> / d<sub>10</sub> =

Cc = (d<sub>30</sub>)<sup>2</sup> / (d<sub>60</sub> x d<sub>10</sub>) =

## ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318

Obra: \_\_\_\_\_  
 Ubicación: \_\_\_\_\_  
 Calicata N°: \_\_\_\_\_ Muestra: \_\_\_\_\_ Profundidad: \_\_\_\_\_

LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO		LIMITE DE CONTRACCION		
N° de Caidas							N° Capsula		
N° de Capsula							W <sub>Th</sub> , gr		
W <sub>h</sub> +Tara, gr							V1 = V capsula		
W <sub>s</sub> +Tara, gr							W <sub>Ts</sub> , gr		
W Tara, gr							V2 = V seco		
W ω, gr							LC, (%)		
W <sub>s</sub> , gr							(P.R.A)		
ω, (%)									
WL(%)									



RESULTADOS		
LL: _____ (%)	LP: _____ (%)	_____ (%)
IP: _____	IC: _____	
TIPO DE SUELO: Según S.C.U.: _____	Según AASHO: _____	



**ENSAYO DE PESO ESPECIFICO RELATIVO DE SOLIDOS EN SUELOS ASTM D854**

OBRA: \_\_\_\_\_

SITUACIÓN: \_\_\_\_\_ PROGRESIVA: \_\_\_\_\_

PERFORACIÓN: \_\_\_\_\_ CALICATA: \_\_\_\_\_ N° DE LABORATORIO: \_\_\_\_\_

N° De Ensayo	1
PICNÓMETRO N°	4
CAPACIDAD PICNÓMETRO (cm3)	250
PESO PICNÓMETRO (gr)	97,50
PESO SUELO SECO (gr) $W_s$	50,00
PESO PICN. + AGUA + SUELO (gr) $W_1$	377,10
PESO PICN. + AGUA C.T. (gr) $W_2$	345,16
TEMPERATURA DEL ENSAYO (°C)	48
Gs A TEMPERATURA DE ENSAYO	2,77
Gs A 20 °C	2,76

Ecuacion Calibración  
 $Y = -0,1121 \cdot X + 350,54$

**DENSIDAD RELATIVA DEL AGUA Y FACTOR DE CONVERSIÓN  
 "K" PARA VARIAS TEMPERATURAS.**

$$G_s = \frac{W_s \times G_{\omega T}}{W_s + W_2 - W_1}$$

TEMP. °C	$\gamma_w$	K	TEMP. °C	$\gamma_w$	K
19	0,9984347	1,0002	25	0,997077	0,9989
20	0,9982343	1,0000	26	0,9968156	0,9986
21	0,9980233	0,9998	27	0,9965451	0,9983
22	0,9978019	0,9996	28	0,9962652	0,998
23	0,9975702	0,9991	29	0,9959761	0,9977
24	0,9973286	0,9991	30	0,995678	0,9974

$G_s \text{ 20 } ^\circ\text{C} = G_s \cdot \text{FACTOR "K"}$

Temp °C	K
48	0,9954

## ENSAYO DE COMPACTACION

Humedades Teóricas(%)					
Peso suelo compacto+molde(g)					
Peso del suelo Humedo(g)					
Peso unitario Húmedo (g/cm <sup>3</sup> )					

Capsula N°					
Peso de la capsula					
Peso de la capsula+S. H.					
Peso de la capsula+S.S.					
Peso del agua					
Peso de la muestra seca					
Humedad $\omega$ (%)					
Peso unitario Seco (g/cm <sup>3</sup> )					

% de humedad Teorica					
Peso Unitario seco teórico (Kg/cm <sup>3</sup> )					

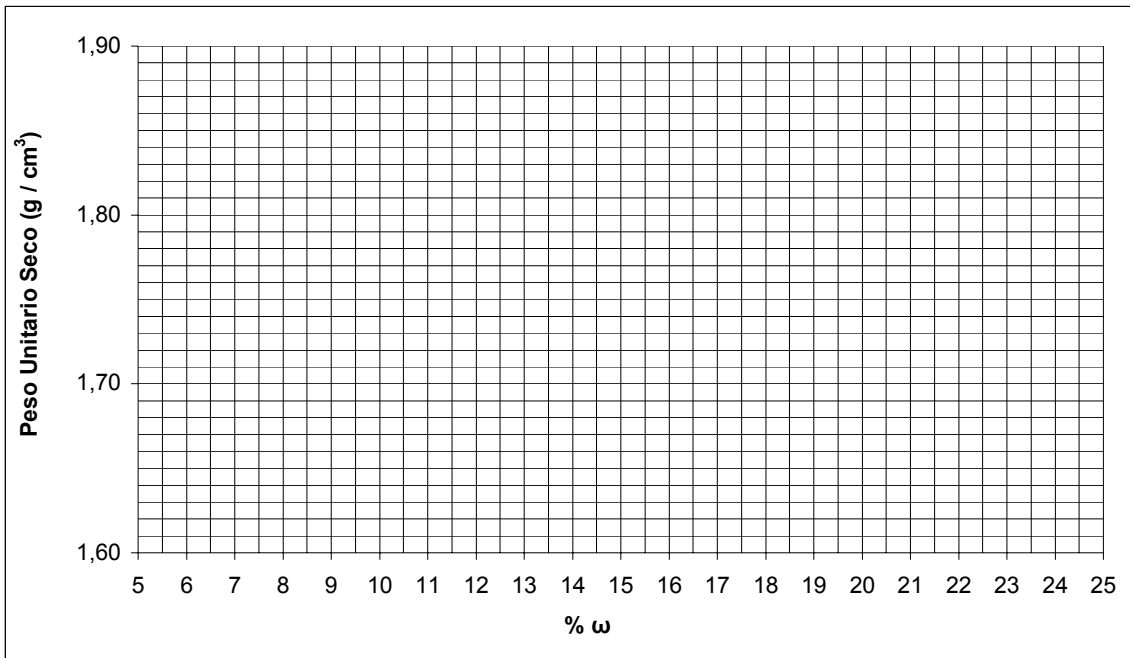
% de humedad ( $\omega$ )					
Peso Unitario seco (Kg/cm <sup>3</sup> )					

Cilindro	
Numero:	_____
Diametro(pulg):	_____
Altura(cm):	_____
Volumen(cm <sup>3</sup> ):	_____
Peso(g):	_____
N° golpes/capa	_____
N° Capas:	_____
Pasante tamiz:	_____
Gs=	_____

**Peso Unitario Maximo Seco(g/cm<sup>3</sup>)= \_\_\_\_\_ Humedad Optima  $\omega_{op}$  (%)= \_\_\_\_\_**

### CURVA DE SATURACION

% de humedad							
Densidad saturada							



## ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

### Datos del Anillo

Radio del anillo (cm)=  
 Altura del anillo (cm)=  
 Área de la base del anillo(cm<sup>2</sup>) =  
 Volúmen del anillo (cm<sup>3</sup>) =

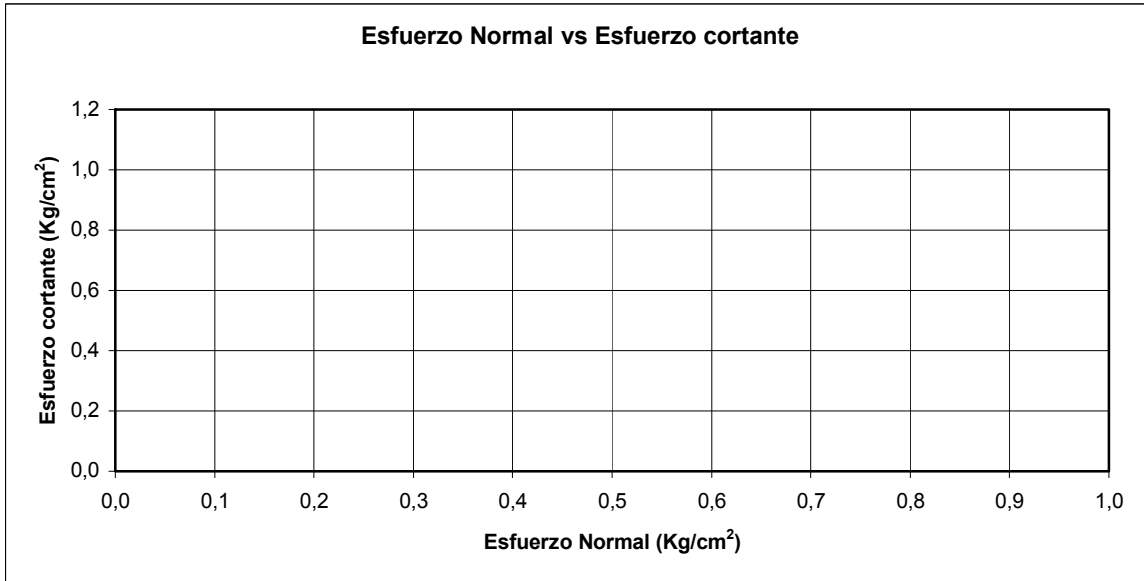
### Datos de la muestra

$\gamma_d = \text{_____} g / cm^3$   
 % w =  
 Gs=  
 Pasante Tamiz N° 4

Velocidad de Aplicación del ensayo=      mm / H

**Esfuerzos Normales ( $\sigma_1$ )= \_\_\_\_\_ Kg/cm<sup>2</sup>, \_\_\_\_\_ Kg/cm<sup>2</sup>, \_\_\_\_\_ Kg/cm<sup>2</sup>, \_\_\_\_\_ Kg/cm<sup>2</sup>**

Esfuerzo Normal (Kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Cortante (Kg/cm <sup>2</sup> )



### RESULTADOS

COHESIÓN, ( c ) :	Kg/cm <sup>2</sup>
ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA, ( $\phi$ ) :	Grados

