



# UNIVERSIDAD MICHOCANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

## “ÁNALISIS GEOTÉCNICO APLICADO AL LIMO EN TALUDES INESTABLES DE LA CARRETERA PÁTZCUARO – URUAPAN EN EL KM 63+000”

TESIS

PARA OBTENER EL TITULO DE:  
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:  
GUILLERMO HUMBERTO AVILA AMBRIZ

ASESOR:  
DR. EN GEOLOGÍA ELEAZAR ARREYGUE ROCHA

CO - ASESOR:  
DR. EN INGENIERÍA CARLOS CHAVEZ NEGRETE

MORELIA, MICHOCAN, JUNIO DE 2013



## **Agradecimientos**

### **A dios:**

Le agradezco a dios por haberme guiado a lo largo de mi carrera, por ser mi apoyo incondicional en momentos de adversidad, y por enseñarme que con esfuerzo, constancia y humildad todo es posible.

### **A mis padres:**

Por el apoyo que siempre me han brindado, por sus consejos y comprensión, porque gracias a todos sus esfuerzos y sacrificios hoy logro una meta en la vida, sin ellos nada de esto sería posible. Les agradezco por haberme hecho una persona de bien, ya que todos mis valores, principios, mi empeño y fortaleza se los debo a ustedes. Los quiero mucho.

### **A mis hermanos:**

Por estar siempre a mi lado, por su apoyo en momentos difíciles, y sobre todo por los consejos que siempre necesitare. Por las enseñanzas que he recibido de cada uno de ustedes, ya que cada uno a su forma tiene sus propias cualidades, el ingenio de Jorge, la perseverancia de Daniel, y la fuerza de voluntad de Brenda.

### **Al Dr. Eleazar Arreygue Rocha:**

Porque gracias a su apoyo, paciencia y dedicación de tiempo fue posible realizar esta tesis. Gracias por todos los conocimientos que compartió conmigo y por sus valiosas asesorías.

### **Al Dr. Carlos Chávez Negrete**

Por su apoyo y orientación en este proyecto.

**Al M.I. Tarsicio Domínguez Téllez y Jaime Guadalupe Chora Calderón.**

Por su ayuda y apoyo en esta investigación, pero sobre todo por su amistad.

**A la profesora Guadalupe Villagómez:**

Por haber creído en mí en tiempos de adversidad, por darme la oportunidad de demostrar que hasta la persona más especial puede lograr grandes metas. No tengo palabras para demostrar cuan agradecido estoy.

**A mis amigos:**

A todos mis compañeros (Ernesto, Pablo, Ulises, Yazmin, Humberto, Arturo, Isaid, Jesús, Erick y Huber), Por su apoyo incondicional, por siempre estar dispuestos a ayudarme, y porque siempre hubo alguien en el momento exacto cuando necesite ayuda, por brindarme su amistad.

# INDICE

RESUMEN ..... ix

## CAPITULO 1

1 INTRODUCCIÓN ..... 1

## CAPITULO 2

2 PROBLEMÁTICA DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN CARRETERAS ..... 3

2.1 CARACTERIZACIÓN DE MOVIMIENTOS DE MASA ..... 3

2.1.1 Deslizamientos de talud ..... 3

2.1.2 Nomenclatura de los procesos de movimiento ..... 3

2.1.3 Dimensiones ..... 5

2.1.4 Clasificación ..... 6

2.2 CASOS INTERNACIONALES ..... 14

2.2.1 Terraplén de Santos de la Humosa, España ..... 14

2.2.2 Terraplén de la autopista AP-7, Viladesens, España ..... 16

2.2.3 Ladera de Benamejí, Córdoba, España ..... 17

2.2.4 Ladera próxima a la localidad Granadina de Diezma, España ..... 18

2.2.5 Acantilado en el municipio de Andratx, Mallorca, España ..... 20

2.2.6 Río San Javier, Sector Ruinas de Cayastá, Argentina ..... 21

2.2.7 Las Colinas, Las Árdenas y Pinares de Suiza, El salvador ..... 22

2.3 CASOS NACIONALES ..... 24

2.3.1 Carretera Tetela del Volcán – La Espada, Morelos, México. .... 24

2.3.2 Camino Eloxochitlán - Tlacotepec San Miguel Eloxochitlán, Puebla, México..... 25

2.3.3 Parque lineal Canal Nacional, D.F., México ..... 26

2.3.4 Autopista Pátzcuaro – Uruapan ..... 27

## CAPITULO 3

3 MARCO TEORICO ..... 29

3.1 CLASIFICACIÓN DE SUELOS ..... 29

3.1.1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) ..... 29

3.2 GRANULOMETRÍA ..... 32

3.2.1 Curva de distribución granulométrica ..... 32

3.2.2 Análisis con cribado ..... 32

3.3 LÍMITES DE CONSISTENCIA ..... 34

3.3.1 Plasticidad ..... 34

3.3.2 Estados de Consistencia ..... 35

3.3.3 Determinación del Límite Líquido ..... 36

3.3.4 Determinación del Límite Plástico ..... 39

3.3.5 Determinación del Límite de Contracción ..... 39

3.4 COMPACTACIÓN DE SUELOS ..... 43

3.4.1 Prueba Proctor Estándar ..... 44

3.4.2 Prueba Proctor Modificada ..... 48

3.5 PESO ESPECÍFICO RELATIVO ..... 49

3.6 CONSOLIDACIÓN ..... 51

3.6.1 Prueba de consolidación unidimensional en laboratorio.....	51
3.7 RESISTENCIA CORTANTE DEL SUELO.....	55
3.7.1 Criterios de falla de Mohr-Coulomb.....	55
3.7.2 Inclinación del plano de falla causado por cortante.....	56
3.7.3 Ley de falla por cortante en suelo saturado.....	59
3.7.4 Prueba de corte directo.....	59
3.7.4.1 Tipos de pruebas de corte directo.....	62
3.7.4.2 Procedimiento para la realización de la prueba consolidada – no drenada, según la Norma Española UNE 103401,1998.....	62
3.7.5 Prueba triaxial de corte.....	65
3.7.5.1 Prueba consolidada - drenada.....	66
3.7.5.2 Prueba consolidada - no drenada.....	68
3.7.5.3 Prueba no consolidada - no drenada.....	69
3.8 ESTABILIDAD DE TALUDES.....	71
3.8.1 Factor de seguridad.....	72
3.8.2 Método de las dovelas.....	73
3.8.3 Método simplificado de las dovelas de Bishop.....	75
3.9 MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN ECOLÓGICOS.....	78
3.9.1 Cubiertas vivas.....	78
3.9.2 Enzorzado.....	79
3.9.3 Taludes en escalera.....	80
3.9.4 Geomalla vegetada.....	81

## CAPITULO 4

4 RESULTADOS Y ANÁLISIS.....	83
4.1 DESCRIPCION DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	83
4.2 DETERMINACIÓN DEL PESO VOLUMÉTRICO HÚMEDO DE CAMPO.....	84
4.3 DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD DE CAMPO.....	85
4.4 GRANULOMETRÍA.....	85
4.5 LÍMITES DE CONSISTENCIA.....	86
4.6 PESO VOLUMÉTRICO SECO MÁXIMO.....	91
4.7 PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE LOS SÓLIDOS.....	93
4.8 RESUMEN DE PROPIEDADES ÍNDICE.....	96
4.9 CONSOLIDACIÓN.....	97
4.10 CORTE DIRECTO.....	100
4.10.1 Prueba Uno, con un esfuerzo normal de 0.627 kg/cm <sup>2</sup> .....	110
4.10.2 Prueba Dos con un esfuerzo normal de 0.626 kg/cm <sup>2</sup> .....	115
4.10.3 Prueba Tres con un esfuerzo normal de 0.827 kg/cm <sup>2</sup> .....	117
4.10.4 Prueba Cuatro con un esfuerzo normal de 0.837 kg/cm <sup>2</sup> .....	119
4.10.5 Prueba Cinco con un esfuerzo normal de 1.034 kg/cm <sup>2</sup> .....	121
4.10.6 Envoltente de falla en esfuerzos cortantes máximos.....	123
4.10.7 Envoltente de falla en esfuerzos cortantes residuales.....	124
4.11 CACULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD.....	125
4.11.1 Calculo del FS con la envoltente de esfuerzos cortantes máximos.....	125
4.11.2 Calculo del FS con la envoltente de esfuerzos cortantes residuales.....	126
4.12 PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN ECOLOGICA.....	127

## CAPITULO 5

5 CONCLUSIONES.....	129
5.1 RECOMENDACIONES.....	130

## CAPITULO 6

**6 BIBLIOGRAFIA**..... 132

**ANEXOS**..... 133

## INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Nomenclatura de un deslizamiento ..... 5

Figura 2.2 Dimensiones de los movimientos en masa de acuerdo a IAEG Commission on Landslides (1990)..... 6

Figura 2.3 Caídas de bloques por gravedad en roca fracturada. .... 7

Figura 2.4 Volteo o inclinación en materiales residuales ..... 8

Figura 2.5 Esquema de un proceso de reptación. .... 8

Figura 2.6 Deslizamientos en suelos blandos. .... 9

Figura 2.7 Deslizamientos rotacionales típicos. .... 10

Figura 2.8 Deslizamiento de traslación en la vía Tijuana-Ensenada en México..... 10

Figura 2.9 Esquema de un movimiento de expansión lateral. .... 11

Figura 2.10 Flujos de diferentes tipos. .... 12

Figura 2.11 Avalancha en el cauce de un río por acumulación de materiales, producto de una gran cantidad de deslizamientos ocurridos en el momento de un sismo..... 14

Figura 2.12 Perfil geológico geotécnico del deslizamiento de Santos de la Humosa. .... 15

Figura 2.13 Grietas y escalones previos a la rotura completa del terraplén..... 16

Figura 2.14 Panorámica parcial del deslizamiento y esquema de forma de rotura. .... 17

Figura 2.15 Talud de Benameji, en España. .... 17

Figura 2.16 Pendiente del terreno suavizada. .... 19

Figura 2.17 Pendiente suavizada del terreno. .... 19

Figura 2.18 Talud y vivienda en estudio. .... 20

Figura 2.19 Estabilización del Talud..... 21

Figura 2.20 Perfil relevado en 1988 y 2001, con sus respectivas longitudes de protecciones. .... 21

Figura 2.21 Protección colapsada de la defensa de Cayastá relevada en el año 2001. .... 22

Figura 2.22 Grietas en la parte alta del deslizamiento de las colinas, 25 de febrero de 2003. .... 23

Figura 2.23 Construcción de un talud de 45° de inclinación y terraza de 20.0 m de ancho, mayo de 2003..... 23

Figura 2.24 Siembra de césped tipo Vetiever, junio de 2003. .... 23

Figura 2.25 Imagen de lacarretera Tetela del Volcán – La Espada, antes de la obra..... 24

Figura 2.26 Carretera Tetela del Volcán – La espada, obra terminada con gaviones. .... 25

Figura 2.27 Imagen del trazo del camino donde se observa el deslizamiento. .... 25

Figura 2.28 Camino con la obra terminada, donde se colocaron gaviones..... 26

Figura 2.29 Parque Lineal Canal Nacional, antes de la obra. .... 26

Figura 2.30 Parque Lineal Canal Nacional, obra terminada. .... 27

Figura 2.31 Autopista Pátzcuaro – Uruapan..... 27

Figura 2.32 Deslizamiento de talud en la autopista Pátzcuaro – Uruapan, zona de estudio. .... 28

Figura 3.1 Grafica representativa de los Estados de Consistencia, de acuerdo a Atterberg..... 35

Figura 3.2 Medidas de la ranura trapecial efectuadas en la muestra de suelo..... 36

Figura 3.3 Curva de fluidez y determinación del Límite Líquido. .... 37

Figura 3.4 Límites de consistencia. .... 40

Figura 3.5 Peso específico húmedo vs contenido de agua (Das, 2001). .... 43

Figura 3.6 Equipo de la prueba Proctor Estándar: (a) molde; (b) pisón. .... 45

Figura 3.7 Pisón utilizando para la prueba Proctor Modificada. .... 48

Figura 3.8 Esquema que ilustra la obtención de  $S_w$ . .... 49

Figura 3.9 Consolidómetro propuesto por Terzaghi..... 52

Figura 3.10 Gráfica tiempo vs deformación durante la consolidación para un incremento dado de carga. .... 53

Figura 3.11 Forma típica de la curva de compresibilidad en suelos compresibles: a) Representación aritmética; b) Representación semilogarítmica..... 53

Figura 3.12 Envolvente de falla de Mohr y los criterios de falla de Mohr-Coulomb. .... 56

Figura 3.13 Inclinación del plano de falla en el suelo con respecto al plano principal mayor. .... 57

Figura 3.14 Círculo de Mohr y envolvente de falla. .... 58

Figura 3.15 Diagrama del arreglo para la prueba de corte directo..... 60

Figura 3.16 Lectores de deformación horizontal y vertical del equipo de corte directo. .... 61

Figura 3.17 Lectores de carga del equipo de corte directo. .... 61

Figura 3.18 Diagrama del equipo de prueba triaxial. .... 66

Figura 3.19 Envolventes de falla del esfuerzo total y efectivo para pruebas triaxiales consolidadas – no drenadas. .... 69

Figura 3.20 Círculos de Mohr del esfuerzo total y envolvente de falla ( $\sigma=0$ ) obtenidos en pruebas triaxiales no consolidadas – no drenadas. .... 70

Figura 3.21 El concepto  $\sigma=0$ . .... 71

Figura 3.22 Análisis de estabilidad por el método ordinario de las dovelas: (a) superficie de falla de prueba; (b) fuerzas que actúan sobre la n-ésima dovela. .... 74

Figura 3.23 Método simplificado de las dovelas de Bishop: (a) fuerzas que actúan sobre la n-ésima dovela; (b) polígono de fuerzas de equilibrio. .... 76

Figura 3.24 Revegetalización utilizando celdas de madera o bambú. .... 78

Figura 3.25 Cubiertas vegetales utilizando madera o bambú y vegetación sostenida con una malla. .... 79

Figura 3.26 Sistema de enzarzado. .... 80

Figura 3.27 Siembra en escalera. .... 81

Figura 3.28 Capas de ramas con geotextil. .... 82

Figura 4.1 Ubicación del municipio de Pátzcuaro dentro del estado de Michoacán. .... 83

Figura 4.2 Pastillas de suelo. .... 84

Figura 4.3 Secado del material producto del lavado..... 85

Figura 4.4 Tamizado del material. .... 86

Figura 4.5 Preparación del material para determinar los Límites de Consistencia. .... 87

Figura 4.6 Material homogenizado. .... 87

Figura 4.7 Material probado en la copa de Casagrande..... 88

Figura 4.8 Curva de fluidez..... 89

Figura 4.9 Cápsulas para determinar los Límites de Contracción Volumétrica y Lineal. .... 89

Figura 4.10 Rollitos para determinar el Límite Plástico. .... 90

Figura 4.11 Carta de plasticidad..... 91

Figura 4.12 Material preparado para la prueba Proctor Estándar. .... 92

Figura 4.13 Curva de compactación..... 93

Figura 4.14 Cribado del material para determinar el peso específico relativo de los sólidos. .... 94

Figura 4.15 Colocación de muestra y agua destilada en el matraz. .... 94

Figura 4.16 Muestras en el proceso del Baño María. .... 95

Figura 4.17 Aplicación de vacío en el matraz. .... 95

Figura 4.18 Labrado del espécimen para consolidación..... 97

Figura 4.19 Consolidómetro B-K..... 97

Figura 4.20 Curvas de consolidación. .... 98

Figura 4.21 Curva de compresibilidad. .... 100

Figura 4.22 Remoldeada destinada a prueba de corte directo. .... 100

Figura 4.23 Curva de consolidación de un espécimen probado al 100% de su peso volumétrico húmedo de campo. .... 102

Figura 4.24 Anillo que se diseñó para facilitar el labrado de muestras. .... 103

Figura 4.25 Labrado del espécimen con ayuda del anillo y la prensa. .... 103

Figura 4.26 Extracción del espécimen, con la ayuda de la prensa..... 104

Figura 4.27 Especimen extraído e instrumentos utilizados. .... 104

Figura 4.28 Reducción del diámetro del espécimen con ayuda de la caja de corte. .... 105

Figura 4.29 Cortado del espécimen, mostrando la caja metálica. .... 105

Figura 4.30 Partes que integran la caja de corte directo. .... 106

Figura 4.31 Caja de corte directo armada y con su espécimen. .... 106

Figura 4.32 Colocación de la caja de corte directo en el equipo. .... 107

Figura 4.33 Colocación del vástago de carga y los lectores de deformación.....	107
Figura 4.34 Equipo trabajando en la consolidación.....	108
Figura 4.35 Programa utilizado para la prueba de consolidación.....	108
Figura 4.36 Colocación de la velocidad en el equipo.....	109
Figura 4.37 Programa de corte directo funcionando.....	110
Figura 4.38 Curva de consolidación a 24 hrs.....	113
Figura 4.39 Grafica Deformación Horizontal VS Esfuerzo Cortante.....	115
Figura 4.40 Curva de consolidación.....	116
Figura 4.41 Grafica Deformación Horizontal VS Esfuerzo Cortante.....	117
Figura 4.42 Curva de consolidación.....	118
Figura 4.43 Grafica Deformación Horizontal VS Esfuerzo Cortante.....	119
Figura 4.44 Curva de consolidación.....	120
Figura 4.45 Grafica Deformación horizontal VS Esfuerzo cortante.....	121
Figura 4.46 Curva de consolidación.....	122
Figura 4.47 Grafica Deformación Horizontal VS Esfuerzo Cortante.....	123
Figura 4.48 Envoltente de falla de esfuerzos cortantes máximos.....	124
Figura 4.49 Envoltente de falla de esfuerzos cortantes residuales.....	125
Figura 4.50 Factor de Seguridad obtenido con datos de la envoltente de falla de esfuerzos cortantes máximos.....	126
Figura 4.51 Factor de seguridad obtenido con la envoltente de falla de esfuerzos cortantes residuales.....	127

## INDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Clasificación mediante el sistema SUCS (Juárez Badillo, 1980).....	31
Tabla 3.2 Especificaciones para la prueba Proctor estándar (basada en las 698-91 de la ASTM).....	46
Tabla 3.3 Valores teóricos de B con saturación completa.....	67
Tabla 4.1 Peso volumétrico húmedo de campo.....	84
Tabla 4.2 Resultados de la prueba de granulometría.....	86
Tabla 4.3 Resultados de las determinaciones para el límite líquido.....	88
Tabla 4.4 Determinación de los Límites de Contracción Volumétrica y Lineal.....	90
Tabla 4.5 Resultados de la determinación del Límite Plástico.....	91
Tabla 4.6 Cálculos de la prueba Proctor.....	92
Tabla 4.7 Resultados en la obtención del Peso Especifico Relativo de los Sólidos.....	96
Tabla 4.8 Resumen de propiedades índice.....	96
Tabla 4.9 Relaciones de vacíos y grado de saturación inicial y final del espécimen.....	99
Tabla 4.10 Determinación de la Relación de Vacíos.....	99
Tabla 4.11 Diámetro y altura promedio del espécimen.....	111
Tabla 4.12 Porcentajes de humedad.....	111
Tabla 4.13 Datos de la Consolidación.....	112
Tabla 4.14 Datos para el cálculo de los esfuerzos de corte.....	113
Tabla 4.15 Cálculos de la prueba de corte.....	114
Tabla 4.16 Datos para el cálculo de los esfuerzos de corte.....	116
Tabla 4.17 Datos para el cálculo de los esfuerzos de corte.....	118
Tabla 4.18 Datos para el cálculo de los Esfuerzos de Corte.....	120
Tabla 4.19 Datos para el cálculo de los esfuerzos de corte.....	122
Tabla 4.20 Resumen de esfuerzos cortantes máximos y normales.....	123
Tabla 4.21 Resumen de Esfuerzos Cortantes Residuales y Normales.....	124

## INDICE DE ANEXOS

Tabla 1 Datos del espécimen al inicio y al final de la prueba.....	133
Tabla 2 Datos generales del espécimen.....	133
Tabla 3 Consolidación, cargar de 0.25 kg/cm <sup>2</sup> .....	134



Tabla 4 Consolidación, cargar de 0.75 kg/cm <sup>2</sup> .....	134
Tabla 5 Consolidación, cargar de 1.75 kg/cm <sup>2</sup> .....	135
Tabla 6 Consolidación, cargar de 3.75 kg/cm <sup>2</sup> .....	135
Tabla 7 Consolidación, esfuerzo de 1.75 kg/cm <sup>2</sup> .....	136
Tabla 8 Consolidación, esfuerzo de 0.75 kg/cm <sup>2</sup> .....	136
Tabla 9 Consolidación, esfuerzo de 0.25 kg/cm <sup>2</sup> .....	137
Tabla 10 Consolidación, descarga total.....	137
Tabla 11 Diámetro y altura promedio del espécimen. ....	138
Tabla 12 Porcentajes de humedad. ....	138
Tabla 13 Registro lecturas de consolidación. ....	139
Tabla 14 Registro lecturas de corte directo. ....	140
Tabla 15 Diámetro y altura promedio del espécimen. ....	140
Tabla 16 Porcentajes de humedad. ....	141
Tabla 17 Registro lecturas de consolidación. ....	141
Tabla 18 Registro lecturas de corte directo. ....	142
Tabla 19 Diámetro y altura promedio del espécimen. ....	142
Tabla 20 Porcentajes de humedad. ....	143
Tabla 21 Registro lecturas de consolidación. ....	143
Tabla 22 Registro lecturas de corte directo. ....	144
Tabla 23 Diámetro y altura promedio del espécimen. ....	144
Tabla 24 Porcentajes de humedad. ....	145
Tabla 25 Registro lecturas de consolidación. ....	145
Tabla 26 Registro lecturas de corte directo. ....	146

## Resumen

Los deslizamientos de taludes son procesos que llegan imponer riesgos, ya que pueden llegar a causar daños económicos y sociales, en materia de vías terrestres es un caso muy importante ya que afecta directamente a la estructura; para evitar la ocurrencia de estos procesos se debe analizar el fenómeno existente, y de esta forma poder seleccionar un método de estabilización adecuado al problema.

La presente investigación está enfocada a estudiar los taludes de la autopista Pátzcuaro – Uruapan, donde generalmente se presentan deslizamientos en épocas de lluvias, periodo comprendido de Julio a Octubre, cuando los trabajos de mantenimiento a causa de los deslizamientos son muy comunes, ya que se tiene que acarrear el material deslizado ubicado en las cunetas o en casos más grandes hasta de la misma autopista, lo que produce un costo que año tras año se genera, además de la reducción de seguridad de la vía para los usuarios.

Los taludes en estudio se encuentran dentro del municipio de Pátzcuaro, que está ubicado en el centro del Estado de Michoacán. El municipio tiene un clima templado subhúmedo con lluvias en verano, la temperatura media anual registrada en la zona sur y sureste del municipio es de 12 a 16 °C, mientras que en el resto del territorio es de 16 a 24 °C y la precipitación promedio anual es de 1,000 a 1,200 mm. En cuanto a su vegetación, el municipio está cubierto en su mayoría por bosques, sin embargo, gran parte de las zonas planas y bajas ha sido dedicadas a la agricultura, existiendo también pequeñas zonas de pastizal, las principales especies vegetales que se encuentran son el pino, encino, cedro, oyamel y junípero.

Los taludes en estudio están constituidos por un suelo limoso de alta compresibilidad (MH), y tienen un peso volumétrico húmedo de 1.74 grs/cm<sup>2</sup> con un contenido de humedad de 45.01%; en cuanto a su contenido de humedad óptima se sabe que es de 42.01% lo cual no está muy alejado de su contenido de humedad de campo, su peso volumétrico seco máximo es de 1.243 ton/m<sup>3</sup>.

En cuanto a sus propiedades mecánicas, tiene un ángulo de fricción de 21.75° y una cohesión de 0, y de acuerdo a su resistencia residual se obtuvo un ángulo de fricción de 19.65° y una cohesión de 0, otra característica que se encontró es que el suelo es altamente expansible con el peso volumétrico que tiene en campo; el cálculo del factor de seguridad arrojó valores menores de uno tanto para el caso de la resistencia residual del suelo como para la resistencia máxima del suelo, con lo cual se hace de importancia el empleo de un método de estabilización para los taludes.

El método a emplear se propuso fuera ecológico, de esta forma se utilizó un método de bioingeniería, que reuniera las características adecuadas para mitigar y controlar la evolución del deslizamiento, de acuerdo a las características de los taludes y a su ubicación,

se seleccionó el método de cubiertas vivas, que es un método que controla principalmente la erosión de los taludes y la cantidad de agua que se infiltra en el suelo, con lo cual se llega a controlar los procesos de deslizamiento, ya que a través de los estudios realizados al suelo, se vio que uno de los principales problemas es el agua que absorbe el suelo, sabiendo que este material es muy expansivo; este método tiene gran utilidad en taludes de pendiente alta, lo cual es otro factor decisivo, ya que los taludes en estudio tienen alrededor de 60° de inclinación.

# 1 INTRODUCCIÓN

La inestabilidad de taludes es uno de los grandes problemas en materia de vías terrestres, ya que impacta directamente sobre la seguridad de la estructura, además que aumenta los costos por mantenimiento de esta; en México se presentan este tipo de problemas generalmente, debido a la falta de estudios geotécnicos, que son necesarios para el diseño y construcción de una estructura segura.

En todo el mundo se presentan casos de inestabilidad de taludes y se tiene gran variedad de métodos que buscan su estabilización, tales como el empleo de gaviones, pantallas de pasadores, taludes reforzados con geosintéticos, y actualmente se tiene una tendencia hacia el uso de métodos de estabilización de bioingeniería e ingeniería biotécnica; los métodos de estabilización de bioingeniería consisten en el empleo de vegetación para la estabilización de taludes y el control de la erosión, donde las plantas por si mismas funcionan como elementos estructurales mecánicos para darle resistencia al suelo y de esta forma la estabilización del talud, mientras que en los métodos de ingeniería biotécnica la vegetación es combinada con estructuras inertes de ingeniería tales como gaviones, muros criba, etc.

El estudio de taludes inestables requiere de la obtención de las características topográficas, geológicas y geotécnicas, que permitan llegar a entender el fenómeno ocurrido, de esta forma poder llegar a proponer una solución adecuada y factible para la estabilización del talud.

El presente trabajo pretende proponer un método de estabilización para los taludes inestables de la autopista Pátzcuaro – Uruapan, estudiando primeramente las características que este tiene, y llegando a proponer un método de estabilización de bioingeniería adecuado, considerando las características mecánicas del suelo estudiado.

Primeramente se estudiaron las características de los materiales que tiene la zona donde se ubica el talud en estudio (Pátzcuaro), de esta manera nos permitió conocer las condiciones naturales a que se encuentra expuesto el suelo en estudio, enseguida se analizó ampliamente el material de los taludes, realizando las pruebas pertinentes.

Dentro de las pruebas que se desarrollaron tenemos que se inició con la clasificación y obtención del peso volumétrico seco máximo, para seguir con la obtención de las propiedades mecánicas realizando las pruebas de consolidación y corte directo. El propósito fue conocer la resistencia al esfuerzo cortante del material, así como su ángulo de fricción interna y la cohesión,

Estos valores se obtuvieron bajo dos aspectos, el primero tomando como suposición que el suelo no había sido fallado, y el segundo tomando como punto de partida que el suelo ya había llegado a su falla anteriormente, con esto poder obtener su resistencia residual al esfuerzo

cortante; con estos parámetros se calculó el factor de seguridad, para este caso específico se empleó el programa GeoStudio, el cual permitió determinar si el talud es estable o inestable.

La presente investigación concluyó con la propuesta de un método de estabilización de bioingeniería adecuado a los taludes en estudio, tomando en consideración que los taludes son inestables; de los diversos métodos de bioingeniería existentes se escogieron los cuatro más funcionales de acuerdo al talud en estudio, y de estos se llegó a proponer el método más adecuado, de acuerdo a las características del talud y a las características de la zona en la que se encuentra.

## 2 PROBLEMÁTICA DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN CARRETERAS

Los deslizamientos de taludes en carreteras son procesos geológicos de gran impacto en el buen funcionamiento de una carretera, de presentarse un mal comportamiento en los taludes a lo largo de esta vía, se tendrá un impacto tanto en el aspecto económico, como social, ya que se necesitarán trabajos de mantenimiento y de estabilización, además impactará en la seguridad de dicha estructura.

En el presente capítulo se describirá lo referente a los deslizamientos de masa y posteriormente se abordarán algunos casos específicos que se han tenido en diferentes partes del mundo.

### 2.1 CARACTERIZACIÓN DE MOVIMIENTOS DE MASA

#### 2.1.1 Deslizamientos de talud

Cruden (1990) definió un deslizamiento de masa como: el movimiento de una masa de roca, detritos o escombros, así como de tierra a través de un talud.

Teniendo este concepto como base, a continuación se describirán las partes de un deslizamiento, sus dimensiones y la forma de clasificarlos (Conforth, 2005).

#### 2.1.2 Nomenclatura de los procesos de movimiento

Las diversas partes que integran a un movimiento de masa son las siguientes:

- **Escarpe principal**

Corresponde a una superficie muy inclinada a lo largo de la periferia del área en movimiento, causado por el desplazamiento del material fuera del terreno original. La continuación de la superficie del escarpe dentro del material forma la superficie de falla.

- **Escarpe secundario**

Es una terraza o superficie muy inclinada producida por desplazamientos diferenciales dentro de la masa que se mueve y que se ubica por debajo de la anterior.

- **Cabeza**

Son las partes superiores del material que se mueve por gravedad a lo largo del contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.

- **Cima**

Es el punto más alto del contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.

- **Corona**

Es el material que se encuentra en el sitio, prácticamente inalterado y adyacente a la parte más alta del escarpe principal.

- **Superficie de falla**

Corresponde al área de contacto y por debajo del movimiento que delimita el volumen de material desplazado.

- **Pie de la superficie de falla**

Es la línea de interceptación entre la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie original del terreno.

- **Base**

Es el área cubierta por el material perturbado abajo del pie de la superficie de falla.

- **Punta o uña**

Es el punto de la base que se encuentra a más distancia de la cima.

- **Costado o flanco**

Un lado del movimiento.

- **Superficie original del terreno**

Es la superficie que existía antes de que se presentara el movimiento.

- **Derecha e izquierda**

Para describir un deslizamiento se prefiere usar la orientación geográfica, pero si se emplean las palabras derecha e izquierda debe referirse al deslizamiento observado desde la corona mirando hacia el pie (Suarez Díaz, 1998).

Todo lo anterior se muestra en la Figura 2.1.

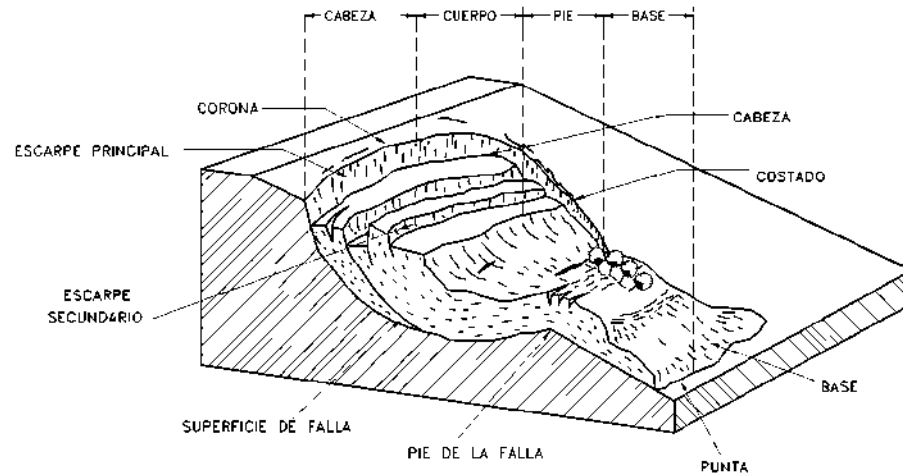


Figura 2.1 Nomenclatura de un deslizamiento

### 2.1.3 Dimensiones

La IAEG (International Association of Engineering Geologists) creó la siguiente terminología, además se muestra en la Figura 2.2.

- **Ancho de la masa desplazada  $W_d$**

Es el ancho máximo de la masa desplazada perpendicularmente a la longitud,  $L_d$ .

- **Ancho de la superficie de falla  $W_r$**

Es el ancho máximo entre los flancos del deslizamiento perpendicularmente a la longitud  $L_r$ .

- **Longitud de la masa deslizada  $L_d$**

Es la distancia mínima entre la punta y la cabeza.

- **Longitud de la superficie de falla  $L_r$**

Es la distancia mínima desde el pie de la superficie de falla y la corona.

- **Profundidad de la masa desplazada  $D_d$**

Es la máxima profundidad de la masa movida perpendicular al plano conformado por  $W_d$  y  $L_d$

- **Profundidad de la superficie de falla  $D_r$**

Es la máxima profundidad de la superficie de falla con respecto a la superficie original del terreno, medida perpendicularmente al plano conformado por  $W_r$  y  $L_r$ .

- **Longitud total  $L$**

Es la distancia mínima desde la punta a la corona del deslizamiento.



- **Longitud de la línea central  $L_{cl}$**

Es la distancia desde la punta o uña hasta la corona del deslizamiento a lo largo de puntos sobre la superficie original equidistantes de los bordes laterales o flancos.

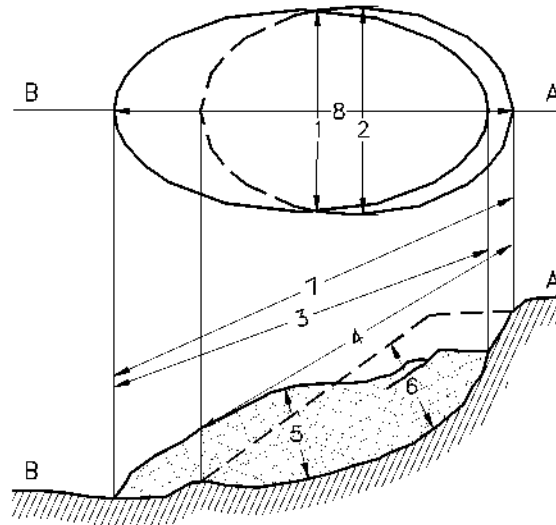


Figura 2.2 Dimensiones de los movimientos en masa de acuerdo a IAEG Commission Landslides (1990).

#### 2.1.4 Clasificación

Vaners (1978) propuso el siguiente sistema, en el cual se tipifica los principales tipos de movimiento.

- **Caídos de rocas:**

Este movimiento solamente se presenta en roca, donde una masa de cualquier tamaño se desprende de un talud de pendiente fuerte, a lo largo de una superficie, en la cual ocurre ningún o muy poco desplazamiento de corte y desciende principalmente, a través del aire por caída libre provocando pequeños brincos del bloque hasta llegara a pararse (Figuras 2.3).

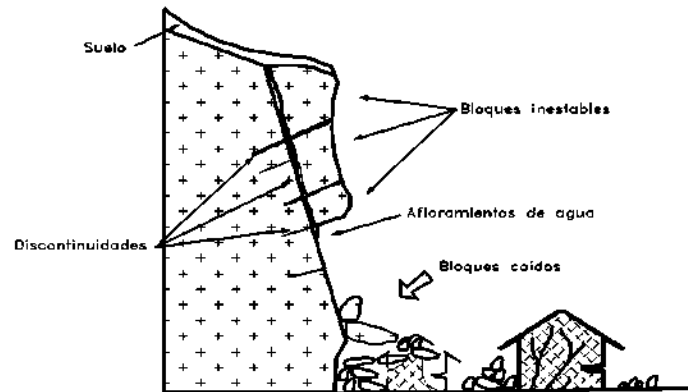


Figura 2.3 Caídos de bloques por gravedad en roca fracturada.

Wyllie y Norrish (1996) indican como causas principales de caídos de roca en California son las lluvias, lo que conduce a la roca fracturada, el viento, la escorrentía, las fracturas planares adversas, el movimiento de los animales, la erosión diferencial, las raíces de los árboles, los nacimientos de agua, las vibraciones de maquinaria y vehículos y la descomposición del suelo.

Deben incluirse adicionalmente, los terremotos, los cortes de las carreteras, explotación de materiales, minas y las actividades antrópicas.

- **Inclinación o volteo:**

Este tipo de movimiento consiste en una rotación hacia adelante de una unidad o unidades de material térreo con centro de giro por debajo del centro de gravedad de la unidad y generalmente, ocurren en las formaciones rocosas (Figura 2.4).

Las fuerzas que lo producen son generadas por las unidades adyacentes, el agua en las grietas o juntas, expansiones y los movimientos sísmicos. La inclinación puede abarcar zonas muy pequeñas o incluir volúmenes de varios millones de metros cúbicos (Suarez Díaz, 1998).

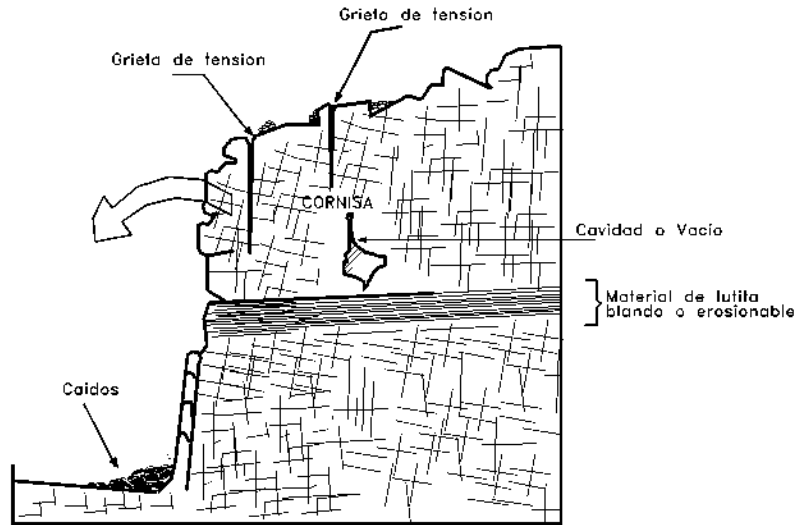


Figura 2.4 Volteo o inclinación en materiales residuales

- **Reptación**

La reptación se presenta solamente en suelos por lo que consiste en movimientos muy lentos a extremadamente lentos del suelo subsuperficial, no teniendo una superficie de falla definida. Generalmente, el movimiento es de unos pocos milímetros a centímetros al año, pero puede afectar a grandes áreas de terreno (Figura 2.5).

Se le atribuye a las alteraciones climáticas relacionadas con los procesos de humedecimiento y secado en suelos, usualmente, muy blandos o alterados. La reptación puede preceder a movimientos más rápidos como los flujos o deslizamientos de cualquier tipo.

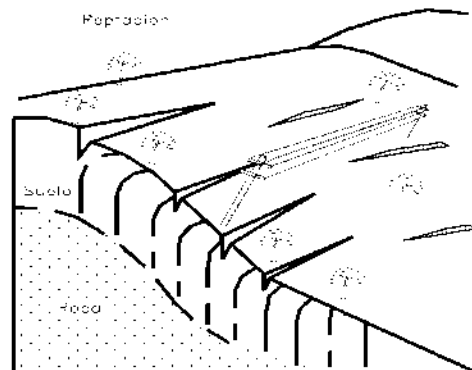


Figura 2.5 Esquema de un proceso de reptación.

- **Deslizamiento**

Este movimiento consiste en un desplazamiento de corte a lo largo de una o varias superficies, que pueden detectarse fácilmente o dentro de una zona relativamente delgada (Figura 2.6). El movimiento puede ser progresivo, o sea, que no se inicia simultáneamente a lo largo de toda la superficie de falla.

Los deslizamientos pueden obedecer a procesos naturales o a desestabilización de masas de tierra por el efecto de cortes, rellenos, deforestación, etc.

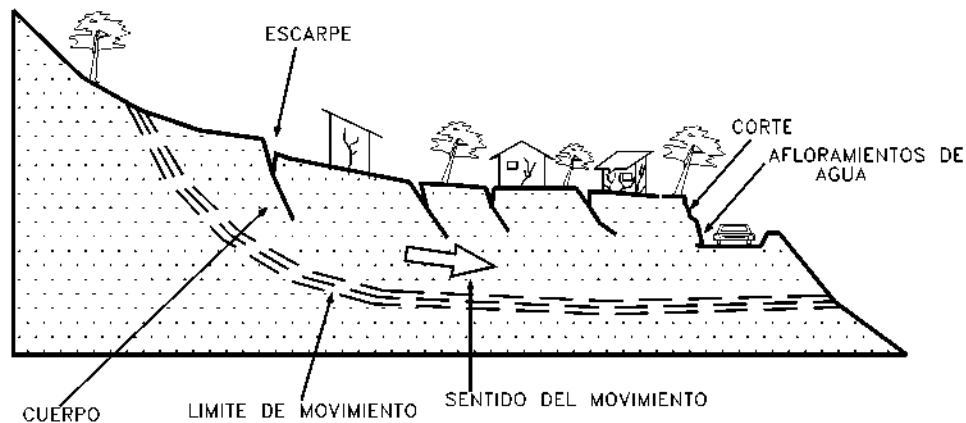


Figura 2.6 Deslizamientos en suelos blandos.

Los deslizamientos se pueden a su vez dividir en dos subtipos denominados: rotacionales y traslacionales.

- **Deslizamiento Rotacional**

En un deslizamiento rotacional la superficie de falla es formada por una curva cuyo centro de giro se encuentra por encima del centro de gravedad del cuerpo del movimiento (Figura 2.7).

Visto en planta el deslizamiento posee una serie de agrietamientos concéntricos y cóncavos en la dirección del movimiento. El movimiento produce un área superior de hundimiento y otra inferior de deslizamiento generándose comúnmente, flujos de materiales por debajo del pie del deslizamiento.

Los deslizamientos rotacionales ocurren usualmente, en suelos homogéneos, sean naturales o artificiales.

Dentro del deslizamiento comúnmente, suceden otros desplazamientos curvos que forman escarpes secundarios y ocasionalmente ocurren varios deslizamientos sucesivos en su origen pero que conforman una zona de deslizamientos rotacionales independientes.

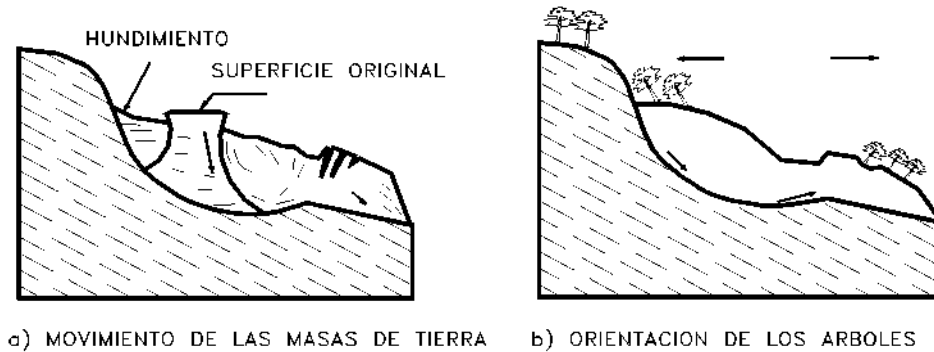


Figura 2.7 Deslizamientos rotacionales típicos.

- **Deslizamiento de traslación**

En el deslizamiento traslacional el movimiento de la masa se desplaza hacia fuera o hacia abajo, a lo largo de una superficie más o menos plana o ligeramente ondulada y tiene muy poco o nada de movimiento de rotación o volteo (Figura 2.8). Los movimientos traslacionales tienen generalmente, una relación  $D_r/L_r$  de menos de 0.1.

Los deslizamientos sobre discontinuidades sencillas en roca se les denomina deslizamientos de bloque, cuando ocurren a lo largo de dos discontinuidades se le conoce como deslizamientos de cuña y cuando se presentan sobre varios niveles de una familia de discontinuidades se le puede denominar falla en escalera o cizalla (Suarez Díaz, 1998).

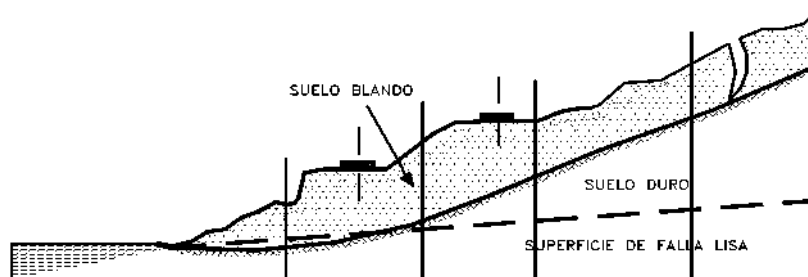


Figura 2.8 Deslizamiento de traslación en la vía Tijuana-Ensenada en México.

- **Espaciamiento lateral**

En los movimientos de espaciamiento lateral el modo de movimiento dominante es la extensión lateral acomodada por fracturas de corte y tensión. El mecanismo de falla puede incluir elementos no solo de rotación y traslación sino también de flujo (Figura 2.9). La

forma del movimiento es por lo general extremadamente lenta. Los esparcimientos laterales pueden ocurrir en grandes bloques de roca que están apoyados sobre suelos plásticos y también se forman en suelos finos.

La falla es generalmente progresiva, o sea, que se inicia en un área local y se extiende. Los esparcimientos laterales son muy comunes en sedimentos glaciales y marinos, pero no los son en zonas de suelos tropicales residuales. Se deben distinguir dos tipos así:

a) Movimientos distribuidos en una extensión pero sin una superficie basal bien definida de corte o de flujo plástico.

b) Movimientos que envuelven fracturas y extensión de roca o suelo, debido a la licuación o flujo plástico del material subyacente. Las capas superiores pueden hundirse, trasladarse, rotarse, desintegrarse o pueden licuarse y fluir.

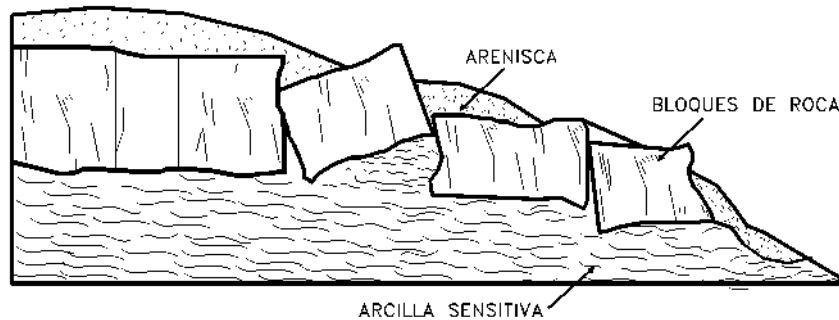


Figura 2.9 Esquema de un movimiento de expansión lateral.

- **Flujo**

En un flujo existen movimientos relativos de las partículas o bloques pequeños dentro de una masa que se mueve o desliza sobre una superficie de falla. Los flujos pueden ser lentos o rápidos (Figura 2.10), así como secos o húmedos y los puede haber de roca, de residuos o de suelo o tierra.

Los flujos muy lentos o extremadamente lentos pueden compararse en ocasiones, a los fenómenos de reptación y la diferencia consiste en que en los flujos existe una superficie fácilmente identificable de separación entre el material que se mueve y el subyacente, mientras en la reptación la velocidad del movimiento disminuye al profundizarse en el perfil, sin que exista una superficie definida de rotura.

La ocurrencia de flujos está generalmente, relacionada con la saturación de los materiales subsuperficiales. Algunos suelos absorben agua muy fácilmente cuando son alterados,

fracturados o agrietados por un deslizamiento inicial y esta saturación conduce a la formación de un flujo.

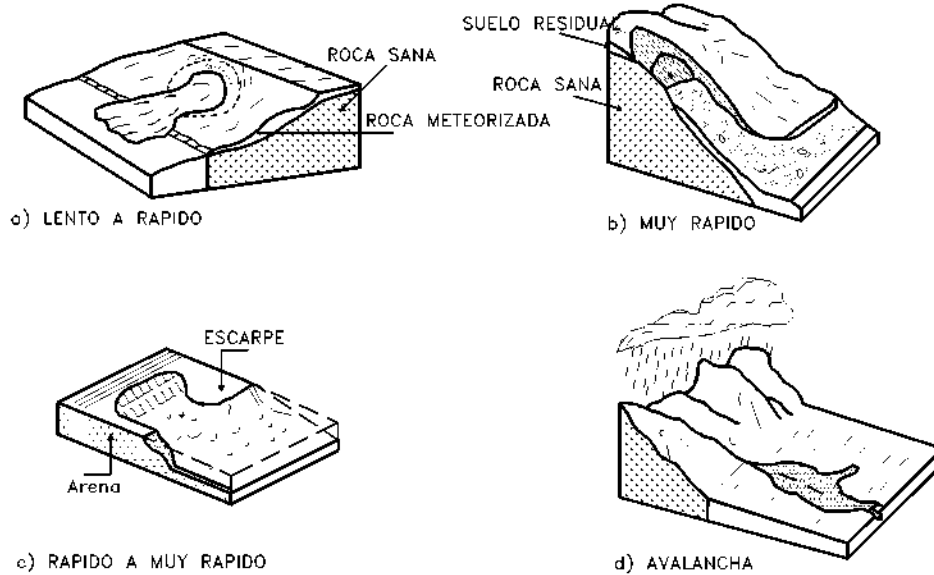


Figura 2.10 Flujos de diferentes tipos.

*a) Flujos en roca*

Los movimientos de flujo en roca comprenden las deformaciones que se distribuyen a lo largo de muchas fracturas sean grandes o pequeñas. La distribución de velocidades puede simular la de líquidos viscosos. Este tipo de movimiento ocurre con mucha frecuencia en zonas tropicales de alta montaña y poca vegetación, especialmente en grandes cordilleras, como los Andes, los Alpes, los Himalayas, etc.

Se observa la relación de estos flujos con perfiles de meteorización poco profundos en los cuales las fallas están generalmente, relacionadas con cambios de esfuerzos y lixiviación, ocasionados por la filtración momentánea del agua en las primeras horas después de una lluvia fuerte. Las pendientes de estos taludes son comúnmente muy inclinadas (más de 45°).

Su ocurrencia es mayor en rocas ígneas y metamórficas muy fracturadas y pueden estar precedidos por fenómenos de inclinación. Estos flujos tienden a ser ligeramente húmedos y su velocidad tiende a ser rápida a muy rápida.

*b) Flujos de residuos (Detritos)*

Por lo general, un flujo de rocas termina en uno de residuos o también conocidos como detritos. Los materiales se van triturando por el mismo proceso del flujo y se puede observar una diferencia importante de tamaños entre la cabeza y el pie del movimiento. El movimiento de los flujos de detritos puede ser activado por las lluvias, debido a la pérdida de resistencia por la disminución de la succión al saturarse el material o por el desarrollo de fuerzas debidas al movimiento del agua subterránea (Collins y Znidarcic, 1997).

El flujo típico de detritos es una honda larga de materiales sólidos y líquidos entremezclados, que se mueve en forma constante a través de un canal con algunas ondas menores superimpuestas que se mueven a velocidades superiores a aquellas del flujo mismo.

*c) Flujos de suelo*

Los flujos de suelo también pueden ser secos y más lentos de acuerdo a la humedad y pendiente de la zona de ocurrencia.

*d) Flujos de lodo*

Dentro de los flujos de tierra están los “flujos de lodo”, en los cuales los materiales de suelo son muy finos y las humedades muy altas, donde se puede hablar de viscosidad propiamente dicha, llegándose al punto de suelos suspendidos en agua. Los flujos de lodo poseen grandes fuerzas destructoras que dependen de su caudal y velocidad. Además en algunas ocasiones pueden transportar en superficie grandes bloques de rocas.

Un flujo de lodo posee tres unidades morfológicas: un origen que generalmente es un deslizamiento, un camino o canal de flujo y finalmente una zona de acumulación (Suarez Díaz, 1998).

- **Avalanchas**

En las avalanchas la falla progresiva es muy rápida y el flujo desciende formando una especie de “río o canal de roca y suelo” (Figura 2.11). Estos flujos comúnmente se relacionan con lluvias ocasionales de índices pluviométricos excepcionales muy altos, deshielo de nevados o movimientos sísmicos en zonas de alta montaña y la ausencia de vegetación, aunque es un factor influyente, no es un prerrequisito para que ocurran.

Las avalanchas son generadas a partir de un gran aporte de materiales de uno o varios deslizamientos o flujos combinados con un volumen importante de agua, los cuales forman una masa de comportamiento de líquido viscoso que puede lograr velocidades muy altas con un gran poder destructivo y que corresponden generalmente, a fenómenos regionales dentro de una cuenca de drenaje. Las avalanchas pueden alcanzar velocidades de más de 50 metros por segundo en algunos casos.



El movimiento de las avalanchas se le puede relacionar con “flujo turbulento de granos”. Este mecanismo no requiere de la presencia de una fase líquida o gaseosa y el movimiento se produce por transferencia de momentum al colisionar las partículas o bloques que se mueven.

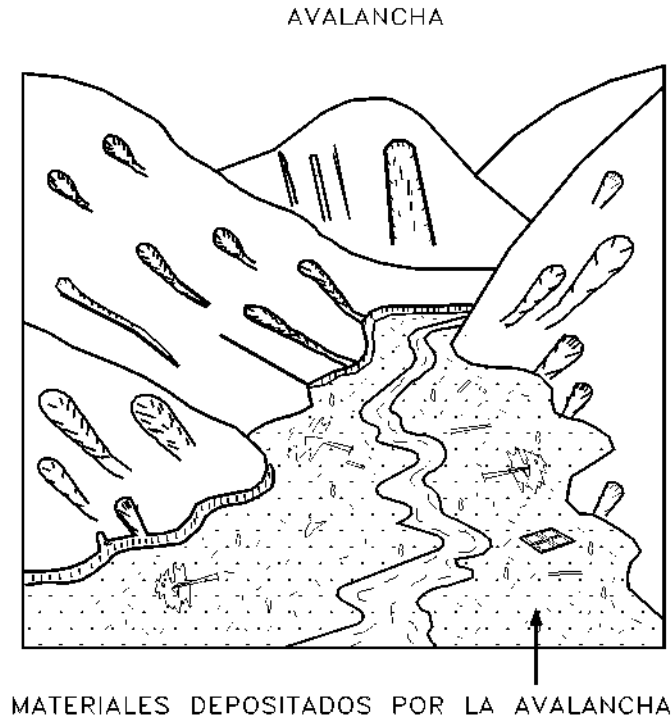


Figura 2.11 Avalancha en el cauce de un río por acumulación de materiales, producto de una gran cantidad de deslizamientos ocurridos en el momento de un sismo.

- **Movimientos complejos**

Con mucha frecuencia los movimientos de un talud incluyen una combinación de dos o más de los principales tipos de desplazamientos descritos anteriormente, este tipo de movimientos se les denomina como “Complejos”. Adicionalmente, un tipo de proceso activo puede convertirse en otro a medida que progresa el fenómeno de desintegración.

## 2.2 CASOS INTERNACIONALES

### 2.2.1 Terraplén de Santos de la Humosa, España

El deslizamiento de Santos de la Humosa tuvo lugar en la carretera de acceso a dicha localidad, en un tramo que discurre en terraplén a media ladera sobre unos depósitos coluviales y un

substrato de arcillas del Mioceno sobreconsolidadas. Los primeros signos de inestabilidad se manifestaron en forma de una marcada grieta longitudinal, de aproximadamente 100 m de longitud en el carril exterior del terraplén (Figura 2.12). La grieta hacia una curva en sentido del hombro en los extremos del terraplén, marcando de forma clara los límites de la inestabilidad. La investigación geotécnica realizada, que incluyó la instalación de dos inclinómetros, permitió interpretar el perfil geotécnico mostrado en la Figura 2.12. La superficie de rotura se localizó con precisión hacia la base del material coluvial, formado por arcillas con algunas gravas, cerca de su contacto con el substrato del Mioceno de la zona.

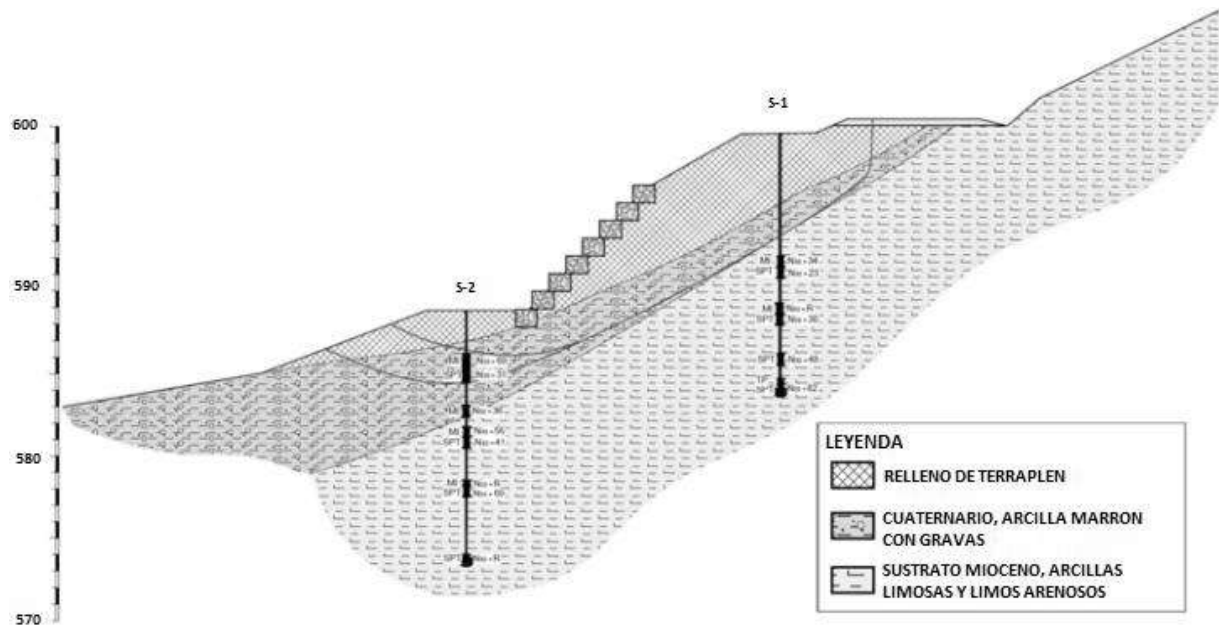


Figura 2.12 Perfil geológico geotécnico del deslizamiento de Santos de la Humosa.

El mecanismo que utilizaron en este deslizamiento para estabilizar el talud, fue por medio de una pantalla de pasadores, que consiste en un grupo de pilotes que atraviesan la superficie de deslizamiento, cosiendo así a modo de pasadores la superficie de rotura. Las características principales de la pantalla fueron las siguientes:

- Pilotes de 850 mm de diámetro y 11 m de longitud, separados 1150 m entre ejes y encepados en la cabeza con una viga de atado cuadrada de 1 m de lado.
- Armadura longitudinal de 22  $\phi$ 25mm y cercos  $\phi$ 12 cada 12 cm. Concreto de 25 MPa de resistencia, característica y acero de 500 MPa de límite elástico. Esto de acuerdo al diseño estructural de la pantalla (Ortuño y Murillo, 2010).

### 2.2.2 Terraplén de la autopista AP-7, Viladesens, España

La autopista de peaje AP-7 está trazada en paralelo a lo largo del litoral mediterráneo español, llegando a conectar en su extremo norte la Península Ibérica con Francia. El caso que se describe a continuación corresponde a un terraplén de dicha autopista, situado a pocos kilómetros de la frontera francesa, cuya rotura a lo largo de unos 200 m se produjo en la primavera de 2004.

Construido sobre una suave ladera a cuyo pie escurre un pequeño arroyo, el terraplén permaneció 30 años en servicio sin manifestar problemas de relevancia, si bien en los últimos años se habían venido detectando ligeros asentamientos que eran reparados de forma más o menos sistemática, mediante campañas de reafirmado. El deslizamiento se produjo tras un largo periodo de intensas y persistentes lluvias. Primero se observaron algunas fisuras, que rápidamente evolucionaron a grietas y a escalones, que obligaron a un primer desvío del tráfico. En menos de una semana se desencadenó la rotura completa del talud. En la Figura 2.13 se muestra el estado del terraplén el día 24 Mayo de 2004, en cambio en la Figura 2.14 se muestra el terraplén deslizado 7 días después.



Figura 2.13 Grietas y escalones previos a la rotura completa del terraplén.



Figura 2.14 Panorámica parcial del deslizamiento y esquema de forma de rotura.

La ladera natural con inclinación promedio de  $8^\circ$  con la horizontal, estaba formada por unas arcillas del Terciario sobreconsolidadas, de muy alta plasticidad. Su porcentaje de finos rondaba el 100 %, con un 25% de arcilla. El límite líquido resultó variable, abundando valores entre el 70 y el 100 %.

Tras el análisis de alternativas pertinentes, se adoptó como solución la ejecución de una pantalla de pilotes situada en una berma intermedia del terraplén. La pantalla se complementó con un sistema de drenaje mediante pozos (Ortuño y Murillo, 2010).

### 2.2.3 Ladera de Benamejí, Córdoba, España

En este talud se detectó un deslizamiento progresivo de grandes dimensiones que acabó afectando a las construcciones próximas que se encontraban en la parte alta del talud, lo anterior se ilustra en la Figura 2.15.



Figura 2.15 Talud de Benameji, en España.

De acuerdo a los estudios realizados a través de sondeos en la zona, pudieron conocer como estaba constituido el subsuelo: el primer nivel era unrelleno antrópico y/o suelo areno-limoso con espesores variables entre 0 y 11 m, seguido de una alternancia de capas de arcilla firme verdosa y rojiza y de arenisca calcárea fracturada, y algunas intercalaciones margocalizas. Los sondeos se perforaron hasta profundidades de 60 y 80 m.

En un primer intento de estabilización de la ladera, ante los deslizamientos producidos, se colocó una red de drenaje mediante pozos perforados a lo largo de la calle que limitaba la corona del talud.

Transcurrido el tiempo y dada la persistencia de la inestabilidad, seguían apareciendo grietas en la parte superior de la ladera, por tal motivo se programaron acciones más contundentes y consistentes en la ejecución de los siguientes trabajos:

- Red de pozos de 1,5 m de diámetro y profundidades entre 12 y 13 m, en la parte alta de la ladera cuya misión era la de evacuar el agua freática de la ladera.
- Talud superior en desmonte con soil-nailing, con pendiente de 45° y 7m de altura, en malla cuadrada de 1,5x1,5m, con redondos de 25 mm, y de 7 y 12 m de largo.
- Pantalla de pasadores, en un nivel superior, a lo largo de una curva de nivel, mediante elementos o módulos rectangulares de dos tipos: 18 módulos de 5.50 x 1.20 m de 47 m y 50 m de profundidad, situados en la zona central de la ladera; y 19 módulos de 4.00 x 1.00 m de profundidad variable entre 30 y 42 m, en los laterales de la vaguada.
- Pantalla de pilotes, en un nivel inferior, de 1.5 m de diámetro, y profundidades de 23 y 30 m, según la zona (Candela González, 2006).

#### **2.2.4 Ladera próxima a la localidad Granadina de Diezma, España**

En esta ladera se produjo un deslizamiento que afectó a la autovía A-92, cuyo trazado discurría por su pie. Se realizó, con anterioridad al deslizamiento, una red de pozos y zanjas drenantes en la zona alta de la ladera con la intención de descargar y evacuar el agua de aportación al terreno, para evitar inestabilidades.

El terreno está constituido por una primera capa arcillosa con materia orgánica (raíces), seguida de un nivel de limos arcillosos con cantos de sílex y caliza e intercalaciones de nódulos carbonatados y arcillas limosas con paquetes de limos litificados con capas y bloques de calcarenitas. Finalmente se detectó un sustrato rocoso de pizarra verdosa alterada con intercalaciones de arenisca fracturada seguidas de un nivel de pizarra negruzca fracturada y alterada. Los espesores y cotas de aparición de las capas descritas varían según la zona de la

ladera, siendo mayor la profundidad de la pizarra negruzca en el centro, reduciendo su espesor hacia los laterales.

El agua se detectó en el terreno a profundidades muy variables entre los 3.0 y los 8.0 m. En la parte alta de la ladera existen manantiales de agua, con gran caudal de aportación.

Producido el gran deslizamiento de terreno, que invadió las calzadas de la carretera, se diseñaron y ejecutaron con urgencia las siguientes acciones:

- Se procedió a retirar parte del material que invadió la carretera, desviando el trazado, alejándolo de la parte baja del talud, en la que se colocó una barrera de grandes cantos de escollera. Así mismo, se descargó la parte media e inferior de la ladera, retirando parte del terreno y suavizando la pendiente, ver Figuras 2.16 y 2.17.
- Ejecución de pozos de 2.0 m de diámetro y profundidades variables entre 5.0 y 27.0 m, distribuidos en barreras situadas en la parte superior de la ladera y a lo largo de su eje, hacia su parte central.
- Realización de 36 pilotes o módulos semi-rectangulares de 5.0 x 1.2 m, alineados y separados entre sí de 4.0 m situados en la zona inferior de la ladera, con profundidades variables entre los 12.0 y 17.0 m en los laterales de la ladera, aumentando hacia su zona central con profundidades de hasta 35.0 y 37.0 m (Candela González, 2006).



Figura 2.16 Pendiente del terreno suavizada.



Figura 2.17 Pendiente suavizada del terreno.



### 2.2.5 Acantilado en el municipio de Andratx, Mallorca, España

En la corona se sitúa una vivienda que dispone de acceso directo al mar y en el que, tras su construcción, se produjeron movimientos y desprendimientos que llegaron a impedir dicho acceso a 40 m de altura, como se puede apreciar en la Figura 2.18.



Figura 2.18 Talud y vivienda en estudio.

El terreno está constituido por alternancia de capas de caliza muy fisurada y margas con cantos de caliza. La meteorización y erosión provocada por el agua al entrar en las fisuras, provocó desprendimientos de bloques y terreno, con el consiguiente riesgo para las edificaciones.

Con el objetivo de detener el avance de los desprendimientos y conseguir la consolidación del terreno sobre el que se apoyan las construcciones, se llevaron a cabo las siguientes actividades:

- Ejecución de una pantalla de micro pilotes de 150 y 178 mm de diámetro, con separación de 0.50 m, y longitud variable entre 10.0 y 18.0 m, de acuerdo a la zona.
- Excavación por fases por delante de la pantalla, para la realización sucesiva de 4 filas de anclajes permanentes de 12.0 m de longitud, separadas 3.5 m las dos primeras, y 3.0 m las dos últimas en vertical y 2.4 m en horizontal al tresbolillo entre filas.

Una vez excavado el talud por delante de la pantalla de micro pilotes y para aprovechar al máximo la superficie resultante, se decidió construir una piscina de 25.0 x 3.0 m, cimentada sobre micropilotes y finalmente se le dio un acabado al talud mediante un forro de piedra típica de la isla, lo cual se ilustra en la Figura 2.19 (Candela González, 2006).



Figura 2.19 Estabilización del Talud.

### 2.2.6 Río San Javier, Sector Ruinas de Cayastá, Argentina

En la Figura 2.20 se presenta un perfil del Río San Javier localizado frente a las ruinas de Cayastá, Argentina, donde se observa en forma superpuesta la sección correspondiente en 1988, previa a la construcción de la cubierta, y la sección relevada en el año 2001 con la situación inicial. Asimismo se indican las extensiones de la protección, en la condición inicial correspondiente a la obra construida en 1989 (línea llena gruesa en Figura 2.20) y en la situación actual (línea de trazos en Figura 2.20). El cálculo de la estabilidad del conjunto estructura suelo en la condición inicial de la obra de protección arrojó un FS de 0.987, demostrando que el diseño de la protección, el cual no incluyó la reconstitución del talud, puede haber sido inadecuado, lo que demostró al producir la destrucción de la margen.

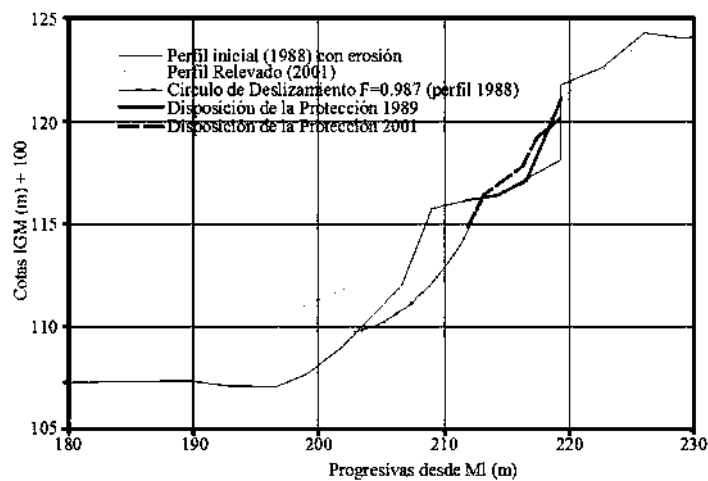


Figura 2.20 Perfil relevado en 1988 y 2001, con sus respectivas longitudes de protecciones.



Si se analiza ahora la condición de funcionamiento de la protección en el estado actual, parcialmente destruida (Figura 2.21) se concluye que la misma no contribuía a la estabilidad de la sección sino que resultaría contraproducente. Ello se comprueba al calcular los círculos de deslizamiento para las situaciones con y sin protección. Se observa que en este último caso el Factor de Seguridad es mayor: (sin protección) es de 1.961 vs un FS(con protección) de 1.690, demostrando que la sobrecarga que representa la cubierta en la parte superior del talud, resulta inconveniente para la estabilidad de la margen (Reynares et al., 2003).



Figura 2.21 Protección colapsada de la defensa de Cayastá relevada en el año 2001.

### **2.2.7 Las Colinas, Las Árdenas y Pinares de Suiza, El salvador**

El 13 de enero de 2001, un sismo de magnitud 7.6 en la escala de Richter afectó a El Salvador, produciendo una serie de deslizamientos de gran envergadura en todo el territorio del país. Una de las zonas más afectadas fue el sector residencial de Las Colinas, al Sur de la Ciudad Nueva San Salvador, Departamento de La Libertad. En este lugar, un deslizamiento de tierra sepultó la mayor parte de las viviendas en ese sector, ocasionando la pérdida de aproximadamente 500 vidas humanas y cuantiosos daños materiales y económicos. En la Figura 2.22 se ilustran las grietas producidas por los deslizamientos, esta foto fue tomada en 2003.

La construcción de las obras de mitigación se basó en lo siguiente: conformación de taludes, lo cual se ilustra en la Figura 2.23, y su protección con vegetación así como la construcción de un sistema de drenaje como se muestra en la Figura 2.24 (Díaz yHuezo, 2012).



Figura 2.22 Grietas en la parte alta del deslizamiento de las colinas, 25 de febrero de 2003.



Figura 2.23 Construcción de un talud de 45° de inclinación y terraza de 20.0 m de ancho, mayo de 2003.



Figura 2.24 Siembra de césped tipo Vetiever, junio de 2003.

## 2.3 CASOS NACIONALES

### 2.3.1 Carretera Tetela del Volcán – La Espada, Morelos, México.

Se presentó un deslizamiento en la carretera que va de Tetela del Volcán a la Comunidad de la Espada en el Estado de Morelos. Este deslizamiento ocasionó que primero se afectara un carril de esta carretera hasta que finalmente colapsará el cuerpo completo de esta vialidad, lo que se muestra en la Figura 2.25.

Para su estabilización se realizó una berma con material mejorado para la zona de desplante, así como el uso de gaviones de 0.5m de espesor y la recuperación del cuerpo de carretera se realizó con el Sistema Terramesh® (4x2x1), las alturas de la rasante de la carretera eran de 12.0 m (hacia Tetela del Volcán) y 7.0 m (dirección la Espada), en un segundo tramo la recuperación del terraplén se apoyó en el uso de gaviones, por ser alturas menores y encontrarse el macizo rocoso del lugar donde se apoyaron, la estabilización de la obra vial se ilustra en la Figura 2.26 (<http://www.maccaferri.com.mx/>).



Figura 2.25 Imagen de la carretera Tetela del Volcán – La Espada, antes de la obra.



Figura 2.26 Carretera Tetela del Volcán – La espada, obra terminada con gaviones.

### 2.3.2 Camino Eloxochitlán - Tlacotepec San Miguel Eloxochitlán, Puebla, México

En el Camino San Miguel Eloxochitlán-Tlacotepec de Díaz, de la Sierra Negra de Puebla, ocurrió un deslizamiento de un talud que provocó el cierre permanente del camino, por lo que se presentó la necesidad de un nuevo trazo, la Figura 2.27 muestra el deslizamiento del talud.

Para alcanzar el nivel de rasante del nuevo trazo, se generó una propuesta utilizando un sistema de muro mecánicamente estabilizado; para proteger de la erosión el terraplén que patea en la corona del muro, se colocó un biomanta de fibra de coco, con lo cual se controla la erosión. Así mismo permite la libre salida del agua subterránea a través de un dren que se colocó en la base del muro hecho con material granular envuelto con un geotextil, también a través del paramento de malla metálica, en la Figura 2.28 se muestra la obra de estabilización terminada (<http://www.maccaferri.com.mx/>).



Figura 2.27 Imagen del trazo del camino donde se observa el deslizamiento.



Figura 2.28 Camino con la obra terminada, donde se colocaron gaviones.

### 2.3.3 Parquelineal Canal Nacional, D.F., México

Se requería rescatar un espacio público y salvar uno de los pocos cauces a cielo abierto que aún sobreviven en la Ciudad de México, el cual se ilustra en la Figura 2.29; contribuyendo además, con fomentar la realización de actividades recreativas, deportivas y culturales en contacto con la naturaleza, por lo que se mejoró la imagen urbana de la zona.

El hecho de que las márgenes del canal tuvieran un material con poca capacidad de carga, no se contemplaba el uso de gaviones como alternativa, por ser un sistema que funciona por gravedad; sin embargo, se planteó la posibilidad de rellenarlos con tezontle y solo la cara expuesta con roca, aligerando de esta manera la estructura, lo cual se ilustra en la Figura 2.30 (<http://www.maccaferri.com.mx/>).



Figura 2.29 Parque Lineal Canal Nacional, antes de la obra.





Figura 2.30 Parque Lineal Canal Nacional, obra terminada.

### 2.3.4 Autopista Pátzcuaro – Uruapan

Los deslizamientos de taludes ocurren a lo largo de toda la autopista Pátzcuaro - Uruapan, teniendo una mayor ocurrencia después de la caseta "Zirahuen", existiendo zonas muy críticas y otras no tanto, además se observan sitios con pocos deslizamientos, en la Figura 2.31 se presenta una imagen que ilustra un tramo de la autopista, así mismo corresponde a la zona en estudio.



Figura 2.31 Autopista Pátzcuaro – Uruapan.

Los deslizamientos se incrementan en el periodo de lluvias, el periodo más crítico es de julio a octubre, esto debido a que el suelo llega a saturarse lo suficiente como para que se debiliten sus propiedades mecánicas y por consiguiente pierda su estabilidad, lo que provoca deslizamientos, en algunas zonas este fenómeno involucra obras como contra cunetas, esto se ilustra en la Figura 2.32. Estos deslizamientos hacen que la seguridad de los usuarios decrezca y en ocasiones se debe cerrar hasta un carril, lo que produce un costo por mantenimiento muy elevado, ya que constantemente se tiene que desalojar el material producto del movimiento de tierras, sea de las cunetas o inclusive de la misma autopista, por todo esto es importante aplicar y conocer un método adecuado para la estabilización de los actuales taludes que presentan problemas en la autopista.



Figura 2.32 Deslizamiento de talud en la autopista Pátzcuaro – Uruapan, zona de estudio.

La presente investigación se desarrolló en este tipo de taludes, tratando primeramente de entender el fenómeno para posteriormente poder analizarlo y realizar el análisis adecuado, con estos conceptos poder proponer un método adecuado para su estabilización, así como mecanismos que ayuden a controlar su evolución.

### **3 MARCO TEORICO**

#### **3.1 CLASIFICACIÓN DE SUELOS**

La clasificación de un suelo es una forma de categorizarlo, que se basa en las características que tiene, como son la distribución de tamaños de partícula, límites de consistencia, etc. De acuerdo al sistema de clasificación empleado.

En la actualidad existen varios sistemas para clasificar los suelos, entre los cuales están:

- El Sistema de Clasificación AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).
- Sistema de Clasificación M.I.T. (Massachusetts Institute of Technology).
- Clasificación de suelos Alemana Floss.
- Clasificación de suelos USDA (United States Department of Agriculture).
- Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

##### **3.1.1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)**

El sistema SUCS fue propuesto por Arturo Casagrande en 1942 como una modificación y adaptación más general al sistema de clasificación de materiales para aeropuertos. En este sistema es importante remarcar que los suelos finos se clasifican según sus límites de consistencia y no su granulometría fina (Juárez Badillo, 1980; Villalaz C, 1979).

En este sistema se divide al suelo en gruesos y finos, el suelo grueso es el que tiene un tamaño de partícula menor de 3" pero mayor de 0.075 mm que sería el tamaño correspondiente al tamiz No. 200; y el suelo fino que está integrado por las partículas que tienen un tamaño menor de 0.075 mm. De esta forma se puede clasificar un suelo como grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas, o como fino, si más del 50% de sus partículas son finas.

Los suelos gruesos a su vez se dividen en Gravas (denotándose con la letra "G" que viene de la primera letra del inglés Gravel) o Arenas (denotándose con la letra "S" que viene de la primera letra del inglés Sand), las gravas tienen un tamaño mayor de 4.75 mm (correspondiente al tamiz No.4) y las arenas un tamaño menor de éste, de tal forma que un suelo se puede clasificar como grava cuando más del 50% de la fracción gruesa del suelo tiene un tamaño mayor de 4.75 mm, o como arena, cuando más del 50% de la fracción gruesa del suelo tiene un tamaño menor de 4.75 mm.

Las gravas y las arenas cuentan a su vez con otras cuatro clasificaciones:

1. Grava bien graduada (GW) o Arena bien graduada (SW): en este grupo se tiene una arena o grava que contiene menos del 5% de finos, esto para asegurar que la porción



fina no produzca cambios apreciables en las características de resistencia y drenaje de la fracción gruesa; además de que se debe cumplir con el coeficiente de uniformidad ( $C_u$ ) y el coeficiente de curvatura ( $C_c$ ), para que una grava pueda considerarse como bien graduada su coeficiente de uniformidad debe ser mayor de 4 y su coeficiente de curvatura debe estar entre 1 y 3, para el caso de las arenas, el coeficiente de uniformidad debe ser mayor de 6 y el coeficiente de curvatura debe estar entre 1 y 3.

2. Gravitas mal graduadas (GP) o Arenas mal graduadas (SP): en este caso se tienen suelos con menos del 5% de suelo fino, pero a diferencia del anterior, la grava o la arena según sea el caso, no cumple con el coeficiente de uniformidad y/o coeficiente de curvatura, se trata de suelos homogéneos, que presentan predominio de algún tamaño de partícula o de un margen de tamaños, faltando algunos intermedios.
3. Gravitas limosas (GM) o Arenas limosas (SM): debe tener más del 12% de suelo fino, además la clasificación del suelo fino debe corresponder a un limo, la plasticidad en estos grupos varía entre nula y media.
4. Gravitas arcillosas (GC) o Arenas arcillosas (SC): debe tener más del 12% de suelo fino, además la clasificación del suelo fino debe corresponder a una arcilla, la plasticidad en estos grupos varía entre media y alta.
5. Suelos con un contenido de finos entre el 5% y el 12%: debe tener entre un 5% y 12% de suelo fino, en este caso se da una clasificación de símbolo doble, primero se coloca la clasificación correspondiente, de acuerdo a una grava o arena, además si es graduada o mal graduada (GW o GP o SW o SP). Enseguida se coloca una raya intermedia para poner la otra clasificación que corresponderá a una grava o arena, que puede ser arcillosa o limosa (GM o GC o SM o SC). Ejemplo: GW-GM, sería la clasificación de una grava bien graduada que contiene entre el 5% y 12% de finos los cuales se clasifican como limos.

Los suelos finos también se pueden dividir en tres tipos: Limos inorgánicos denotados con la letra “M”, Arcillas inorgánicas denotadas con la letra “C”, Limos o Arcillas orgánicas denotadas con la letra “O”; esta clasificación se basa en sus límites de consistencia, que son parámetros que se explican en el subcapítulo 3.3. Se emplea la carta de plasticidad desarrollada por Casagrande, la cual permite clasificar el suelo fino teniendo como parámetros de entrada el límite líquido (LL) y el índice plástico del suelo ( $I_p$ ). Aunado a la anterior clasificación, los suelos finos pueden ser de alta compresibilidad (H) o baja compresibilidad (L), si su límite líquido es menor del 50% serán de baja compresibilidad de tal forma que se puede tener una arcilla, limo o suelo orgánico de baja compresibilidad (CL o ML u OL), si por

el contrario se tiene un límite líquido mayor del 50%, se podrá tener una arcilla, limo o suelo orgánico de alta compresibilidad (CH o MH u OH).

**SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (S.U.C.S.)**  
INCLUYENDO IDENTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN

DIVISIÓN MAYOR		SÍMBOLO	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIO DE CLASIFICACIÓN EN EL LABORATORIO	
SUELOS DE PARTÍCULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido en la malla número 200 ⊕ Más de la mitad del material es retenido en la malla número 200 ⊕ Las partículas de 0.074 mm de diámetro (la malla No.200 ) son, aproximadamente, las más pequeñas visibles a simple vista.	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por la malla No. 4 PARA CLASIFICACIÓN VISUAL PUEDE USARSE 1/2 cm. COMO EQUIVALENTE A LA ABERTURA DE LA MALLA No. 4	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos	COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD Cu: mayor de 4. COEFICIENTE DE CURVATURA Cc: entre 1 y 3. $Cu = D_{60} / D_{10}$ $Cc = (D_{30})^2 / (D_{10})(D_{60})$	
		GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos		
		* GM u	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo	LÍMITES DE ATTERBERG ABAJO DE LA "LÍNEA A" O I.P. MENOR QUE 4.	
		GC	Gravas arcillosas, mezclas de gravas, arena y arcilla		
	ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla No. 4 PARA CLASIFICACIÓN VISUAL PUEDE USARSE 1/2 cm. COMO EQUIVALENTE A LA ABERTURA DE LA MALLA No. 4	SW	Arenas bien graduadas, arena con gravas, con poca o nada de finos.	LÍMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LÍNEA A" CON I.P. MAYOR QUE 7.	
		SP	Arenas mal graduadas, arena con gravas, con poca o nada de finos.		
	ARENA CON FINOS Cantidad apreciable de partículas finas	* SM u	Arenas limosas, mezclas de arena y limo.	LÍMITES DE ATTERBERG ABAJO DE LA "LÍNEA A" O I.P. MENOR QUE 4.	
		SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla.		
	SUELOS DE PARTÍCULAS FINAS Más de la mitad del material pasa por la malla número 200 ⊕ Las partículas de 0.074 mm de diámetro (la malla No.200 ) son, aproximadamente, las más pequeñas visibles a simple vista.	LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido menor de 50	ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos.	G – Grava, S – Arena, O – Suelo Orgánico, P – Turba, M – Limo C – Arcilla, W – Bien Graduada, P – Mal Graduada, L – Baja Compresibilidad, H – Alta Compresibilidad
			CL	Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas lanosas, arcillas pobres.	
OL			Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.		
LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido Mayor de 50		MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, más elásticos.	LÍMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LÍNEA A" CON I.P. MAYOR QUE 7.	
		CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.		
		OH	Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad.		
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS		P	Turbas y otros suelos altamente orgánicos.		

**CARTA DE PLASTICIDAD (S.U.C.S.)**

Tabla 3.1 Clasificación mediante el sistema SUCS (Juárez Badillo, 1980).

Además se tienen suelos compuestos por materia orgánica, de consistencia fibrosa, altamente compresibles, tales como turbas y suelos pantanosos, este tipo de suelos forman un grupo

independiente representado con las letras Pt. En la Tabla 3.1 se resume la clasificación mediante el sistema SUCS (Juárez Badillo, 1980;Lambe, 1991).

## **3.2 GRANULOMETRÍA**

Un análisis granulométrico es la determinación de la distribución de tamaños de las partículas que componen a un suelo. Generalmente se tienen dos métodos mecánicos para determinar la composición granulométrica de un suelo, 1) el análisis con cribado, que se emplea en partículas mayores de 0.075mm y, 2) análisis hidrométrico, que se utiliza en partículas menores de 0.075 mm.

También existen otros métodos para determinar la composición granulométrica de un suelo con tamaños menores de 0.075 mm como es la determinación de tamaño de partícula por medio de difracción laser.

### **3.2.1 Curva de distribución granulométrica**

Los resultados de un análisis granulométrico mecánico se presentan generalmente en gráficas semilogarítmicas como curvas de distribución granulométrica. Se grafican en las ordenadas como porcentajes que pasa y las abscisas como tamaños de las partículas. Las ordenadas son porcentajes en peso de las partículas menores del tamaño correspondiente, y su eje es aritmético, mientras que el eje de las abscisas es logarítmico.

Un suelo constituido por partículas de un solo tamaño, estará representado por una línea vertical, una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños (suelo bien graduado).

### **3.2.2 Análisis con cribado**

El análisis con cribado consiste en separar el suelo haciéndolo pasar a través de mallas que tienen aberturas que van disminuyendo su tamaño progresivamente.

El procedimiento para desarrollar el análisis granulométrico por cribado se describe a continuación:

- Se lleva al laboratorio una muestra del material, el cual se extiende y se deja secar al sol, al mismo tiempo que se efectúa el disgregado del material
- Se debe obtener una fracción representativa de la muestra de suelo de aproximadamente 15 kg mediante cuarteo del material (este será el peso de la muestra  $W_m$ ).

- Para fines de investigación, es más adecuado después de obtener la muestra representativa efectuar un lavado del material, esto se realiza colocando el material sobre la malla No. 200 y aplicándole una corriente continua de agua, de tal forma que las partículas de material menores de 0.075 mm pasen a través de la malla con ayuda del agua, cuando el agua que atraviesa la malla este limpia, se suspenderá el proceso. Enseguida se secará el material en un horno a peso constante a una temperatura de  $105 \pm 5^\circ$ , ya seco se saca del horno y se deja enfriar a temperatura ambiente, se determina el peso de este ( $W'm$ ) con aproximación de 1 gr, se determina la diferencia entre  $W_m$  y  $W'm$  que será el peso de la fracción que pasa la malla No.200, y del cual ya se podrá conocer su porcentaje con respecto del peso total de la muestra ( $W_m$ ).
- Se separa el material con ayuda de la malla No. 4, obteniendo una fracción que se retiene en la misma, obteniéndose su peso ( $W_{m1}$ ), y otra que pasa dicha malla, obteniéndose de igual forma su peso ( $W_{m2}$ ).
- Cuando no se haya efectuado un lavado en el material, se debe corregir el peso de la fracción que pasa la malla No. 4, determinando para esto el contenido de humedad de la muestra.
- Se criba el material retenido en la malla No.4 a través de las mallas de 3", 2", 1 ½", 1", ¾", ½", ¼" y la No. 4.
- Se pesa el material retenido en cada malla, anotándose como  $W_i$  en gramos.
- De la fracción que pasó la malla No. 4 se obtienen 200 grs mediante un cuarteo de la fracción, para obtener 200 grs secos de material, se determina el contenido de humedad actual de la muestra ( $W_2$ ) y se introduce a la Fórmula 3.1:

$$W_h = 200(1 + W_2) \quad (3.1)$$

Dónde:  $W_h$  es el peso de la muestra que equivale a 200 grs secos de suelo

- Se coloca esta muestra en un vaso metálico al cual se le agregan  $500 \text{ cm}^3$  de agua, y se deja reposar durante 12 horas como mínimo.
- Habiendo transcurrido el tiempo necesario, se agita el contenido del vaso metálico con ayuda de una varilla durante 15 segundos en forma de 8, enseguida se deja reposar durante 30 segundos, una vez terminado lo anterior se procede a realizar el lavado del material como ya se había indicado anteriormente.
- Después de terminado el lavado, el material se regresa al vaso metálico y se deja secar en un horno un lapso no menor de 16 horas, a una temperatura de  $105 \pm 5^\circ\text{C}$  hasta peso constante.

- Ya seco el material se deja enfriar en un desecador de cristal hasta temperatura ambiente.
- Una vez terminado lo anterior, se procede a cribar el material a través de las mallas No.4, No. 10, No.20, No.40, No.60, No.100 y la No.200 anotándose el peso retenido en cada malla ( $W_j$ ).
- Una vez realizado todo el procedimiento anterior, se calculan los porcentajes retenidos y que pasan por cada malla.
- Teniendo el cálculo, se determina el coeficiente de uniformidad ( $C_u$ ) y el coeficiente de curvatura ( $C_c$ ) empleando las Fórmulas 3.2 y 3.3:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (3.2)$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60}D_{10}} \quad (3.3)$$

Dónde:

$D_{10}$ ,  $D_{30}$  y  $D_{60}$  son los tamaños de partícula de suelo que corresponden en la gráfica de la composición granulométrica al 10%, 30% y 60% de material que pasa en cada malla (Juárez Badillo, 1980; Lambe, 1991).

### 3.3 LÍMITES DE CONSISTENCIA

#### 3.3.1 Plasticidad

En Mecánica de Suelos puede definirse la plasticidad como la propiedad que tiene un material para soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

La plasticidad es una propiedad tan evidente que ha servido para clasificar suelos en forma puramente descriptiva; las investigaciones al respecto han demostrado que la plasticidad de un suelo es debida a su contenido de partículas más finas de forma laminar, la cual es responsable de la alta compresibilidad y la baja permeabilidad de los suelos.

Investigaciones realizadas por Atterberg, Terzaghi y Goldschmidt demuestran que la plasticidad de los suelos se debe a la carga eléctrica de las partículas laminares, que generan campos que actúan como condensadores e influyen en las moléculas bipolares del agua. En suelos plásticos el espesor de estas capas de agua (sólida y viscosa) es grande y su efecto en la interacción de las partículas de suelo determinan su plasticidad (Juárez Badillo, 1980; Villalaz C, 1979).

### 3.3.2 Estados de Consistencia

Según Juárez Badillo (1980), existen diversos criterios que pueden emplearse para determinar la plasticidad en los suelos, sin embargo en la presente investigación se utilizó únicamente el propuesto por Atterberg, el cual es el que se describe a continuación.

Atterberg observó que la plasticidad no era una propiedad permanente en las arcillas, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua. De esta forma, hizo ver que se requieren dos parámetros para determinar la plasticidad de un suelo, los cuales son el límite superior e inferior entre los cuales el suelo se comporta con propiedades plásticas.

Además Atterberg definió 5 estados de consistencia, en los cuales un suelo susceptible de ser plástico puede encontrarse de acuerdo a su contenido de humedad, los cuales se mencionan a continuación, de manera decreciente en cuanto a su contenido de humedad:

1. Estado Líquido, con las propiedades y apariencia de suspensión.
2. Estado Semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
3. Estado Plástico, el suelo se comporta plásticamente.
4. Estado Semisólido, el suelo tiene la apariencia de un sólido pero aun disminuye de volumen al estar sujeto ha secado.
5. Estado Sólido, el volumen del suelo no varía con el secado.

Lo anterior se puede observar en la Figura 3.1.

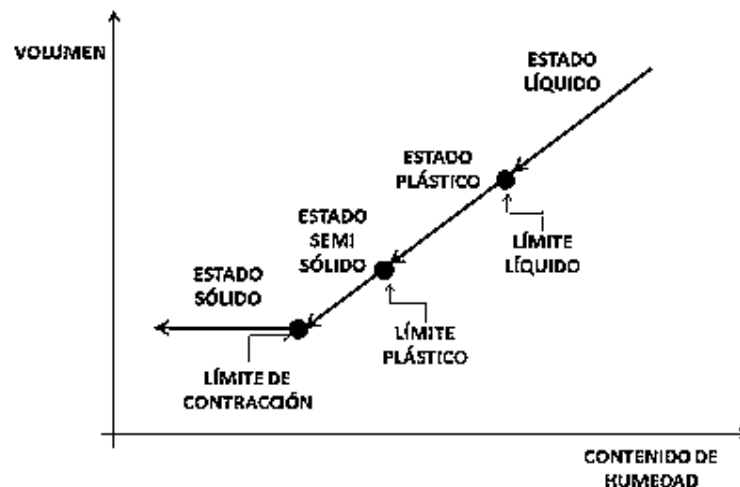


Figura 3.1 Grafica representativa de los Estados de Consistencia, de acuerdo a Atterberg.

La frontera entre los estados Semilíquido y Plástico fue llamada por Atterberg Límite Líquido, lo definió en términos de una cierta técnica de laboratorio que consistía en colocar el suelo remoldeado en una cápsulametálica.

La frontera convencional entre los estados Plástico y Semisólido fue llamada, Límite Plástico y definida también en términos de una manipulación de laboratorio (Juárez Badillo, 1980).

A las fronteras anteriores, que definen el intervalo plástico del suelo se les ha llamado Límites de Plasticidad. La plasticidad del suelo queda determinada por el Límite Líquido y por la cantidad máxima de una cierta arena, que podía ser agregada al suelo, estando éste con el contenido de agua correspondiente al Límite Líquido, sin que perdiera por completo su plasticidad. Así mismo, se encontró que la diferencia de los valores entre los Límites de Plasticidad, llamado Índice Plástico, se representa con la Fórmula 3.4, se relacionaba fácilmente con la cantidad de arena añadida, siendo más fácil su determinación, por lo que sugirió su uso, en lugar de aplicar el método usando arena.

$$I_p = LL - LP \quad (3.4)$$

Así mismo, de los Límites de Plasticidad, Atterberg definió entre otros el Límite de Contracción que es la frontera entre los estados de consistencia, semisólido a sólido, con un contenido de agua con el que el suelo ya no disminuye su volumen al seguirse secando.

### 3.3.3 Determinación del Límite Líquido

El procedimiento actual para determinar el Límite Líquido es el desarrollado por Casagrande, que fue quién estandarizó todas las etapas del método desarrollado por Atterberg, con el fin de eliminar errores por operación, y de esta forma hacer que técnicos de diferentes laboratorios obtuviesen los mismos valores.

Como resultado de tal investigación nació la técnica basada en el uso de la Copa de Casagrande, que es un recipiente de bronce o latón con un tacón solidario del mismo material; el tacón y la copa giran en torno a un eje fijo unido a la base. Una excéntrica hace que la copa caiga periódicamente, golpeándose contra la base del dispositivo. La altura de caída de la copa es de 1 cm; la copa es esférica, con radio interior de 54 mm, espesor de 2 mm y peso de 200 +- 20 g incluyendo el tacón.

Sobre la copa se coloca el suelo y se procede a hacerle una ranura trapecial con las dimensiones mostradas en la Figura 3.2. Para hacerse la ranura se debe utilizar un ranurador laminar, manteniéndolo siempre normal a su superficie, con un movimiento de arriba hacia abajo.

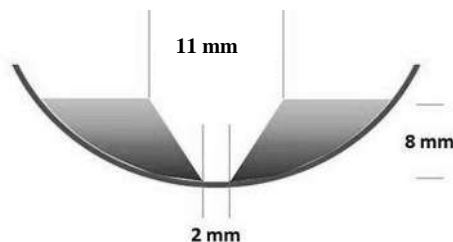


Figura 3.2 Medidas de la ranura trapecial efectuadas en la muestra de suelo.

La prueba se debe realizar en un cuarto húmedo, para evitar la pérdida de humedad que se tendría al manipular el material.

A partir de extensas investigaciones se estableció que el Límite Líquido es obtenido por medio de la Copa de Casagrande, cuando la ranura se cierra a lo largo de 1.27 cm (1/2”), con 25 golpes, en ese momento el contenido de agua de la muestra corresponderá al Límite Líquido.

De esta forma, el Límite Líquido se determina conociendo 3 ó 4 contenidos de agua diferentes en su vecindad, con los correspondientes números de golpes y trazando la curva "Contenido de agua vs Número de golpes". La ordenada de esa curva corresponde a la abscisa de 25 golpes que es el contenido de agua del Límite Líquido. A partir de lo anterior encontró que usando papel semilogarítmico, la curva llamada de fluidez, es una recta cerca del Límite Líquido, un ejemplo de esta gráfica se muestra en la Figura 3.3 (Juárez Badillo, 1980; Lambe, 1991).

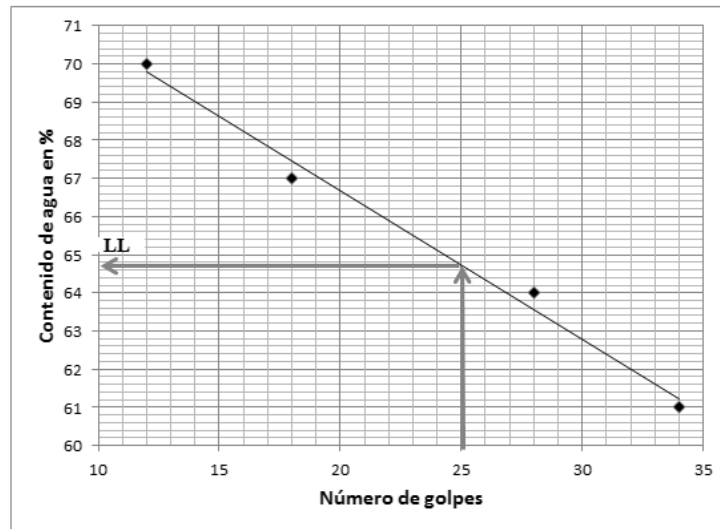


Figura 3.3 Curva de fluidez y determinación del Límite Líquido.

La ecuación de la curva de flujo se muestra con la Fórmula 3.5:

$$\omega = F_{\omega} \log N + C \tag{3.5}$$

Dónde:

$\omega$ = Contenido de agua, en porcentaje del peso seco.

$F_{\omega}$ = Índice de Fluidez, pendiente de la curva de fluidez, igual a la variación del contenido de agua correspondiente a un ciclo de la escala logarítmica.

$N$ = Número de golpes. Si  $N$  es menor de 10, aproxímese a medio golpe.



C= Constante que representa la ordenada en la abscisa de 1 golpe, se calcula prolongando el trazo de la curva de fluidez.

Para construir la curva de fluidez sin salirse del intervalo en el que puede considerarse recta, Casagrande recomienda registrar valores entre los 6 y los 35 golpes, determinando 6 puntos, tres entre 6 y 15 golpes y otros tres entre 23 y 32 golpes.

La fuerza que se opone a la fluencia de los lados de la ranura proviene de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, por lo que el número de golpes requerido para cerrar la ranura es una medida de esa resistencia, correspondiente al contenido de agua. De esto puede deducirse que la resistencia de todos los suelos en el Límite Líquido debe ser la misma, siempre y cuando el impacto sirva solamente para deformar al suelo, esta resistencia al corte es de  $25 \text{ g/cm}^2$ .

Procedimiento en laboratorio para la determinación del Límite Líquido:

- Se obtienen 250 grs de material previamente cribado por la malla número 0.425 (No.4).
- La muestra se coloca en un recipiente y se le agrega agua destilada hasta que adquiera el aspecto de material saturado, posteriormente se deja reposar 24 hrs en un lugar fresco, además se cubre el recipiente con un paño húmedo.
- Habiendo pasado las 24 horas, se toma una porción de la muestra de alrededor de 150 grs, el material se coloca en una capsula de porcelana y se homogeniza la humedad totalmente con una espátula.
- Se calibra la copa de Casagrande, y se extiende en la copa una porción de material, esta capa de material debe tener un espesor de 8 a 10 mm en la parte central de la muestra.
- Se ranura la capa de material en la parte central, manteniendo el ranurador siempre normal a la superficie de la copa, se puede efectuar este procedimiento en 6 pasadas como máximo.
- Se acciona (si es eléctrica) la copa de Casagrande y se registra el número de golpes necesarios para que los bordes inferiores de la ranura se pongan en contacto en una longitud de 13 mm.
- Una vez realizado lo anterior se toma una porción del material de la parte que cerro de alrededor de 10 grs y se coloca en una capsula de aluminio, el cual se seca al horno, y una vez seco se obtiene su peso, para determinar su contenido de humedad.
- Después de obtener la muestra del material, se regresa el resto del material que se encuentra en la copa a la capsula de porcelana, se limpia el ranurador y la copa.
- En seguida se le agrega agua destilada al material de la capsula de porcelana y se homogeniza de nuevo, para realizar nuevamente las etapas anteriores.
- El agua se le agregará de tal forma que las cuatro determinaciones realizadas se encuentren comprendidas, de la siguiente forma, 2 dentro de 10 a 25 golpes y 2 de 25 a 35 golpes.
- Para calcular el Límite Líquido se grafican los valores obtenidos en un papel semilogarítmico, en donde las abscisas (representadas en escala logarítmica) serán el número de golpes y en las ordenadas los respectivos contenidos de humedad. A continuación se traza la curva de fluidez, la ordenada correspondiente a 25 golpes de esta recta corresponde al Límite Líquido (Juárez Badillo, 1980).

### 3.3.4 Determinación del Límite Plástico

La prueba se realiza rolando una porción húmeda de suelo hasta que se llegue a formar un rollito o cilindro de diámetro de 3 mm (1/8”), propuesta de Terzaghi. Cuando los rollitos tengan 3 mm de diámetro, se doblan y presionan, formándose una pastilla que vuelve a rolarse, hasta que en los 3 mm justos ocurra el desmoronamiento y agrietamiento; en tal momento se determinará rápidamente su contenido de agua, que corresponde al Límite Plástico.

Procedimiento en laboratorio para la determinación del Límite Plástico:

- Se obtiene una porción de material preparado de acuerdo con la prueba de Límite Líquido, formándose una bola, la cual se rodará en la mano, con el fin de que pierda la suficiente humedad para que se pueda rolar y hacer un rollito de 3 mm de diámetro.
- El material se rodará en una placa de vidrio hasta formar rollitos uniformes en toda su longitud de 3 mm de diámetro, la velocidad de circulado será de 60 a 80 ciclos por minuto.
- Cuando se alcance el diámetro el cilindro se deberá romper en varias secciones, de lo contrario se procede a juntar todo el material y se vuelve a formar una esfera con la mano, para que pierda más humedad, para después volver a hacer el rollito con el material, esto se hace hasta que el material se rompa en varias secciones al alcanzar un diámetro de 3 mm.
- Inmediatamente después, se colocan los rollitos en una capsula de aluminio, se pesan y se secan al horno, ya seco el material se vuelve a pesar, para determinar la humedad del material que corresponderá a el Límite Plástico.

### 3.3.5 Determinación del Límite de Contracción

La masa de suelo se contrae conforme se pierde gradualmente el agua del suelo. Con una pérdida continua de agua, se alcanza una etapa de equilibrio, es decir a mayor pérdida de agua conducirá a que no haya cambio de volumen, como muestra la Figura 3.4. El contenido de agua en porcentaje, bajo el cual el cambio de volumen de la masa del suelo cesa, se define como Límite de Contracción (Das, 2001).

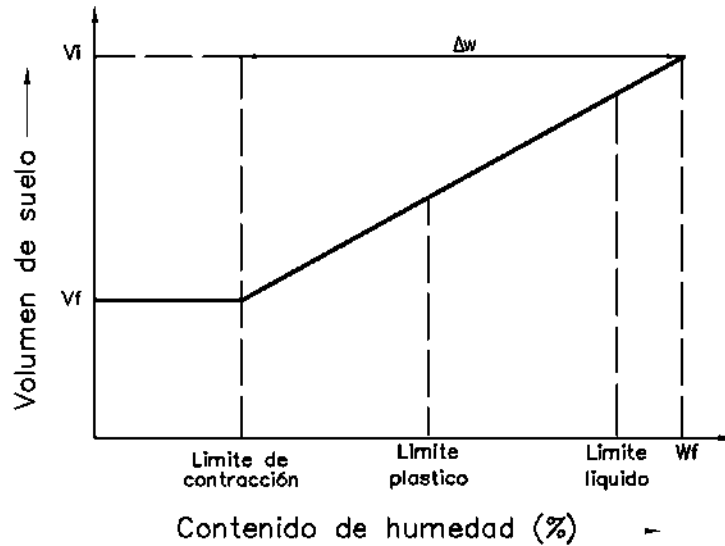


Figura 3.4 Límites de consistencia.

La Public Road Administration (USA) desarrolló un método para la determinación del Límite de Construcción, en este procedimiento el suelo se manipula hasta que tenga un porcentaje de humedad cercano al Límite Líquido, añadiendo agua si es necesario, seguido de esto, se llena una capsula con este suelo, de la cual debemos conocer su volumen, se enrasa la capsula y se pesa, para después secarla al horno hasta peso constante, en ese momento se pesa nuevamente la capsula. Una vez seca la muestra, se obtiene su volumen y se sustituyen los datos obtenidos en las Fórmulas 3.6, 3.7 y 3.8 (Das, 2001).

$$SL (\%) = W_i(\%) - \Delta W(\%) \tag{3.6}$$

Dónde:

$W_i$  = contenido de agua inicial

$\Delta w$  = cambio en el contenido de agua.

Determinándose:

$$W_i(\%) = \frac{m_1 - m_2}{m_2} \times 100 \tag{3.7}$$

Dónde:

$m_1$  = masa del suelo húmedo en el recipiente al principio de la prueba (g)

$m_2$  = masa del suelo seco (g)

Además:

$$\Delta W(\%) = \frac{(V_1 - V_f)\rho_w}{m_2} \times 100 \quad (3.8)$$

Dónde:

$V_i$  = volumen inicial del suelo húmedo.

$V_f$  = volumen de la masa de suelo secada en horno.

$\rho_w$  = densidad del agua.

Procedimiento en laboratorio para la determinación de la Contracción Lineal:

- Se toma una porción de material que tenga el contenido de humedad correspondiente al Límite Líquido.
- Se aceita el molde de prueba y se llena con el material en tres capas, golpeando el molde contra una superficie dura después de cada capa hasta que se expulse todo el aire contenido en la muestra.
- Se enrasa el molde y se deja orear a la sombra hasta que cambie su color, después de esto se seca al horno a una temperatura de  $105 \pm 5^\circ\text{C}$  durante 18 horas.
- Se saca del horno, se mide la longitud de la muestra seca y la longitud interior del molde con aproximación de 0.01 cm (Juárez Badillo, 1980).

La Contracción Lineal se calcula con la Fórmula 3.9:

$$CL = \frac{L_i - L_f}{L_i} \times 100 \quad (3.9)$$

Dónde:

CL= Contracción Lineal.

$L_i$  = Longitud inicial de la barra que corresponde a la longitud interior del molde.

$L_f$  = Longitud media de la barra del suelo seco.

Procedimiento en laboratorio para la determinación de la Contracción Volumétrica

- Se recubre el molde con una capa de aceite.
- Se llena el molde con el material en tres capas, dando golpes al molde después de cada capa, hasta que el material se haya extendido en el molde y también haya expulsado todo el aire que contenía.

- Se engrasa el molde, se limpia la superficie del molde y se pesa; al peso del molde con el suelo húmedo se le resta el peso del molde para determinar el peso del suelo húmedo ( $W_h$ )
- Se deja orear hasta que el material dentro del molde se desprege de las paredes de este o hasta que cambie de color.
- Se seca al horno a una temperatura de  $110 \pm 5^\circ\text{C}$  hasta masa constante, y una vez seco se pesa, en seguida se le resta el peso del molde y se determina el peso del suelo seco ( $W_s$ ).
- Se llena una taza con mercurio y se engrasa, se limpian los restos de mercurio adheridos a la superficie exterior de la taza.
- Se coloca la taza con mercurio sobre el plato de evaporación, y se pone la pastilla del material seco sobre el mercurio, esta se sumerge totalmente dentro del mercurio, en seguida se pesa el mercurio desaojado, este peso se divide entre la densidad del mercurio, y de esta forma se obtiene el volumen de la pastilla de suelo seco ( $V_s$ ).
- Se calcula la humedad que tenía el suelo al inicio de la prueba con la Fórmula 3.10 (Juárez Badillo, 1980):

$$W = \left( \frac{W_h - W_s}{W_s} \right) 100 \quad (3.10)$$

Dónde:

$W$  = Humedad del suelo al inicio de la prueba.

$W_h$  = Peso del suelo húmedo.

$W_s$  = Peso del suelo seco.

- Se calcula el Límite de Contracción Volumétrica con la Fórmula 3.11:

$$W_c = W - \left( \frac{(V_h - V_s)\gamma_w}{W_s} \right) 100 \quad (3.11)$$

Dónde:

$W_c$  = Límite de Contracción.

$W$  = Humedad del suelo al inicio de la prueba.

$V_h$  = Volumen de la pastilla de suelo húmedo.

$V_s$  = Volumen de la pastilla de suelo seco.

$\gamma_w$  = Densidad del agua.

$W_s$  = Peso del suelo seco.

### 3.4 COMPACTACIÓN DE SUELOS

Se entiende por compactación de suelos al mejoramiento artificial de sus propiedades mecánicas por medios mecánicos (Juárez Badillo, 1980).

El grado de compactación de un suelo se mide en términos de su peso específico seco. Cuando se agrega agua al suelo durante la compactación, ésta actúa como un agente ablandador de las partículas del suelo, que hace que se deslicen entre sí y se muevan a una posición de empaque más denso. El peso específico seco después de la compactación se incrementa conforme aumenta el contenido de agua (Figura 3.5). Note que a un contenido de agua  $w = 0$ , el peso específico húmedo ( $\gamma$ ) es igual al peso específico seco ( $\gamma_d$ ), lo cual se muestra en la Fórmula 3.12 (Das, 2001; Villalaz C, 1979):

$$\gamma = \gamma_{d(w=0)} = \gamma_1 \tag{3.12}$$

Cuando se incrementa gradualmente el contenido de agua aplicando el mismo esfuerzo compactador para la compactación, el peso de los sólidos del suelo en un volumen unitario crece en forma gradual. Por ejemplo, en  $w = w_1$ , el peso específico húmedo se presenta en la Fórmula 3.13:

$$\gamma = \gamma_1 \tag{3.13}$$

Pero, el peso específico seco bajo este contenido de agua está dado en la Fórmula 3.14:

$$\gamma_{d(w=w_1)} = \gamma_{d(w=0)} + \Delta\gamma_d \tag{3.14}$$

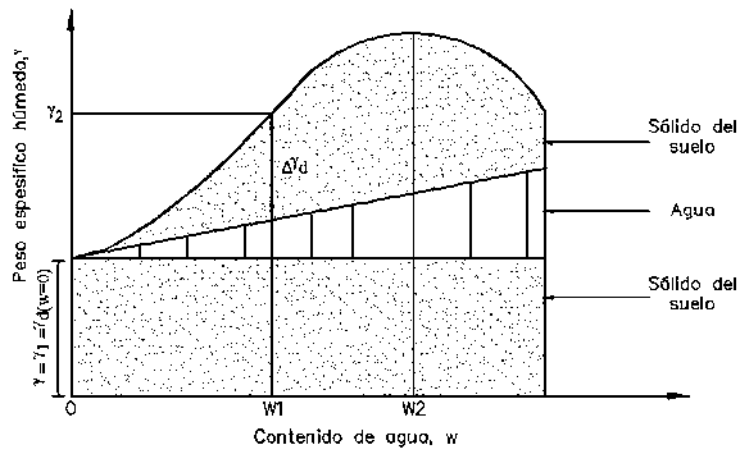


Figura 3.5 Peso específico húmedo vs contenido de agua (Das, 2001).

Rebasando un cierto límite del contenido de agua  $w = w_2$ , el peso específico seco tenderá a reducirse, esto debido a que el agua toma los espacios que podrían haber sido ocupados por las partículas sólidas, a un contenido de agua bajo (peso específico seco máximo) se le llama contenido de agua óptimo.

La prueba de laboratorio necesaria para obtener el peso específico seco máximo de compactación y el contenido de agua óptimo es la prueba Proctor de compactación (Proctor, 1933).

### 3.4.1 Prueba Proctor Estándar

El procedimiento de la Prueba Proctor Estándar esta especificada en la norma D-698 de la ASTM y en la prueba T-99 de la AASHTO.

En esta prueba el suelo es compactado en un molde que tiene un volumen de  $943.3 \text{ cm}^3$  y diámetro de 101.6 mm. El molde se une a una placa de base en el fondo y a una extensión en la parte superior (Figura 3.6a). El suelo se mezcla con cantidades variables de humedad y luego se compacta en tres capas iguales por medio de un pisón (Figura 3.6b), trasmitiéndole 25 golpes a cada capa. El pisón pesa 2.488 Kgf y tiene una altura de caída de 304.8 mm. Para cada prueba, se obtiene el peso específico húmedo de compactación con la Fórmula 3.15:

$$\gamma = \frac{W}{V_{(m)}} \quad (3.15)$$

Dónde:

W= Peso del suelo compactado en el molde.

$V_{(m)}$ = Volumen del molde.

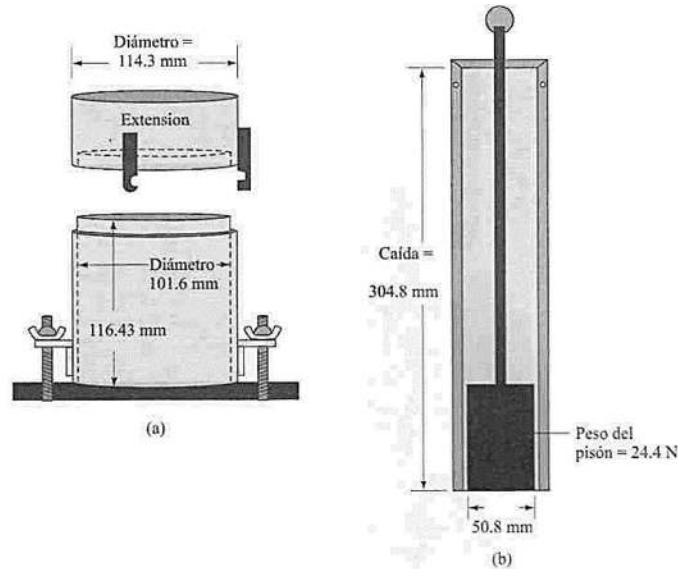


Figura 3.6 Equipo de la prueba Proctor Estándar: (a) molde; (b) pisón.

Con un contenido de agua conocido, el peso específico seco ( $\gamma_d$ ), se calcula con la Fórmula 3.16:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \frac{w(\%)}{100}} \quad (3.16)$$

Donde  $w(\%)$  = Contenido de agua en porcentaje.

Los diferentes valores de  $\gamma_d$  obtenidos en la prueba, se grafican contra los correspondientes contenidos de agua, para obtener de esta forma el peso específico seco máximo y el contenido de agua óptimo para el suelo.

Para un contenido de agua dado, el peso específico seco máximo teórico se obtiene cuando no existe aire en los espacios vacíos, es decir, cuando el grado de saturación es igual al 100%. Así el peso específico seco máximo a un contenido de agua dado con cero vacíos de aire se expresa en la Fórmula 3.17 (Das, 2001):

$$\gamma_{zav} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} \quad (3.17)$$

Dónde:

$\gamma_{zav}$  = Peso específico con cero vacíos de aire.

$\gamma_w$  = Peso específico del agua.

$e$  = Relación de vacíos.



$G_s$ = Densidad de sólidos del suelo.

Para el 100% de saturación,  $e = wG_s$ , por lo tanto se puede expresar con la Fórmula 3.18:

$$\gamma_{zav} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + wG_s} = \frac{\gamma_w}{w + \frac{1}{G_s}} \quad (3.18)$$

Donde  $w$  = Contenido de agua.

Las especificaciones dadas para las pruebas Proctor adoptadas por las ASTM y AASHTO respecto al volumen del molde y el número de golpes, son generalmente las mismas para los suelos de grano fino que pasan la malla No. 4. Sin embargo, bajo cada designación de prueba, tres métodos diferentes reflejan el tamaño del molde, el número de golpes por capa y el tamaño máximo de partícula en un suelo usado para pruebas. En la Tabla 3.2 se da un resumen de los métodos de la prueba Proctor estándar.

Concepto	Método A	Método B	Método C
Diámetro del molde	101.6 mm	101.6 mm	152.4 mm
Volumen del pisón	943.3 cm <sup>3</sup>	943.3 cm <sup>3</sup>	2124 cm <sup>3</sup>
Peso del pisón	2.488 Kgf	2.488 Kgf	2.488 Kgf
Altura de caída del pisón	304.8 mm	304.8 mm	304.8 mm
Número de golpes del pisón por capa de suelo	25	25	56
Número de capas de compactación	3	3	3
Energía de compactación	591.3 KN-m/m <sup>3</sup>	591.3 KN-m/m <sup>3</sup>	591.3 KN-m/m <sup>3</sup>
Suelo por usarse	Porción que pasa la malla No. 4 (4.57 mm). Se usa si 20% o menos por peso de material es retenido en la malla No. 4	Porción que pasa la malla de 9.5 mm. Se usa si el suelo retenido en la malla No. 4 es más del 20%, y 20% o menos por peso es retenido en la malla de 9.5 mm.	Porción que pasa la malla de 19 mm. Se usa si más del 20% por peso de material es retenido en la malla de 9.5 mm, y menos de 30% por peso es retenido en la malla de 19 mm.

Tabla 3.2 Especificaciones para la prueba Proctor estándar (basada en las 698-91 de la ASTM).

La prueba Proctor Estándar método A definida en la Tabla 3.2, tiene el siguiente procedimiento de laboratorio:

- Se trae una muestra de suelo al laboratorio, esta se seca, disgrega y cuartea una porción de aproximadamente 4 kg.
- Este material se criba por la malla no. 4 (4.75 mm).
- Se homogeniza el material cribado.
- Se pesan las capsulas de aluminio y el molde de compactación, registrándose estos.
- Se le agrega una cantidad de agua, de tal forma que tenga entre un 4 a un 6% debajo de la humedad óptima estimada, después de esto se homogeniza el material con el agua.
- Se divide la muestra en 3 partes aproximadamente iguales.
- Se llena el molde correspondiente (molde de diámetro de 101.6 +- 0.4 mm) con su respectiva extensión, en tres capas, aplicándole 25 golpes con un pisón de masa de 2.5 +-0.01 kg, diámetro de 50.8 mm y altura de caída de 30.5 +- 0.1 cm. Escarificando cada capa después de su compactación antes de incorporar la siguiente.
- Terminando lo anterior, se quita la extensión y se verifica que el material no sobresalga en un espesor promedio de 1.5 cm como máximo. De lo contrario, se tendrá que repetir la prueba, utilizando menos material esta vez. En caso de que no sobresalga más de 1.5 cm, se enrasa el molde y se pesa sin la extensión, registrando el peso como: Peso del molde + suelo húmedo.
- Se saca el material del molde y del centro de este se extrae un corazón, del cual se determinará su contenido de humedad.
- Con otra porción de material, se procede a repetir el mismo procedimiento, pero se le hace un incremento de agua recomendado de 2% con respecto del peso inicial de la muestra (4000 g), por lo que la cantidad de agua a agregar será de 80 ml.
- Se homogeniza el material, y se repite el procedimiento arriba descrito; se repite el procedimiento de compactación las veces necesarias hasta que el peso del molde más el suelo húmedo de un valor igual o menor que el inmediato anterior.
- Se calcula el peso volumétrico húmedo de cada compactación, con la Fórmula 3.19:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V} \quad (3.19)$$

Dónde:

V= Volumen del molde.

$W_m = (\text{Peso del molde} + \text{suelo húmedo}) - (\text{Peso del molde})$

- Se calcula el contenido de agua con la Fórmula 3.20:

$$W = \frac{W_w}{W_s} 100 \quad (3.20)$$

Dónde:

$W_w = (\text{Peso de la capsula} + \text{suelo húmedo}) - (\text{Peso de la capsula})$

$W_s = (\text{Peso de la capsula} + \text{suelo seco}) - (\text{Peso de la capsula})$

- Se calcula el Peso Volumétrico seco con la Fórmula 3.21:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{\left(1 + \frac{W}{100}\right)} \quad (3.21)$$

- Se grafican los contenidos de agua (W) en % en el eje de las abscisas y los pesos volumétricos secos ( $\gamma_d$ ) en el eje de las ordenadas.

El punto más alto de la parábola tendrá como abscisa el contenido de humedad óptima ( $W_{opt.}$ ) y como ordenada el peso volumétrico seco máximo ( $\gamma_{dmáx.}$ ) (Juárez Badillo, 1980).

### 3.4.2 Prueba Proctor Modificada

Con el desarrollo de rodillos pesados y su uso en la compactación de campo, la Prueba Proctor Estándar fue Modificada para representar mejor las condiciones de campo. A ésta se le llama prueba Proctor Modificada (D-1557 de la ASTM y T-180 de la AASHTO). Para llevar a cabo la prueba Proctor Modificada se usa el mismo molde que en el caso de la prueba Proctor Estándar. Sin embargo, el suelo es compactado en cinco capas por un pisón que pesa 4.5377 Kgf. La caída del martillo es de 457.2 mm. El número de golpes de martillo por capa es de 25 como en el caso de la prueba Proctor estándar. La Figura 3.7 muestra el martillo que se emplea para la prueba Proctor Modificada.



Figura 3.7 Pisón utilizando para la prueba Proctor Modificada.

Debido a que incrementa el esfuerzo de compactación, la prueba Proctor Modificada resulta en un incremento del peso específico seco máximo del suelo. El incremento del peso específico seco máximo es acompañado por un decremento del contenido de agua óptimo (Das, 2001).

### 3.5 PESO ESPECÍFICO RELATIVO

La mayoría de los minerales tienen una densidad de sólidos que caen dentro de un rango general de 2.6 a 2.9. La densidad de sólidos en las arena ligeramente coloreadas, formada principalmente de cuarzo, se estima aproximadamente igual a 2.65; para suelos arcillosos y limosos, varía entre 2.6 y 2.9.

El peso específico relativo de los sólidos se determina mediante una prueba de laboratorio, en esta prueba se coloca agua a un matraz hasta la mitad de su capacidad, posteriormente se coloca una porción de muestra de suelo seco, a continuación se le expulsa el aire que está atrapado entre las partículas del suelo, esto a través de ebullición o exponiendo la suspensión al vacío, terminado este proceso, se llena el matraz hasta su marca de aforo con agua. Si la temperatura del agua es la misma que la de la suspensión puede obtenerse una fórmula para  $S_s$ , utilizando los esquemas mostrados en la Figura 3.8 (Das, 2001).

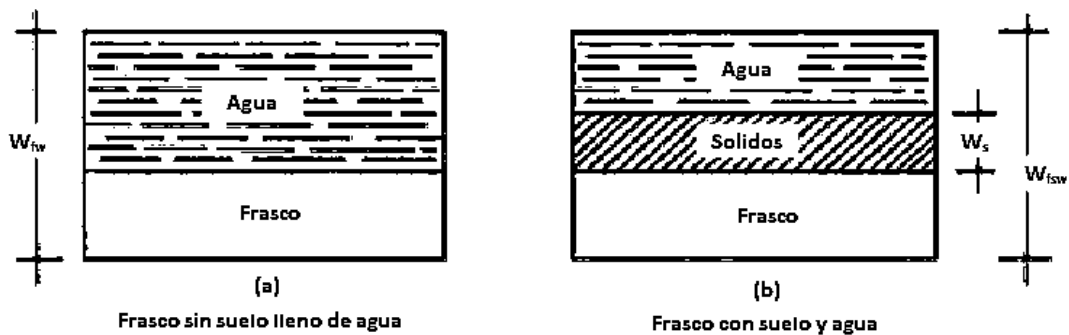


Figura 3.8 Esquema que ilustra la obtención de  $S_s$ .

Sea:

$W_{fw}$  = Peso del matraz lleno de agua.

$W_{fsw}$  = Peso del matraz con suelo y agua.

Entonces, se tiene:

$W_{fsw} - W_{fs} = W_s$  – Peso del agua desplazada por los sólidos.

El peso del agua desplazada por los sólidos del suelo se calcula en base a la Fórmula 3.22:

$$W_w = V_s \gamma_o = \frac{W_s}{S_s} \quad (3.22)$$

Por lo tanto se obtiene la Fórmula 3.23:

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{W_s}{V_s \gamma_o} \quad (3.23)$$

Así mismo la Fórmula 3.24:

$$W_{fsw} - W_{fw} = W_s - \frac{W_s}{S_s} \quad (3.24)$$

De donde se obtiene la Fórmula 3.25:

$$S_s = \frac{W_s}{W_{fw} + W_s - W_{fsw}} \quad (3.25)$$

En la Fórmula 3.25 todas las magnitudes son medibles en laboratorio.

El procedimiento en laboratorio para determinar el peso específico relativo de los sólidos es el siguiente:

- De la muestra extraída, se toman alrededor de 5 kg, estos se secan, disgregan y criban por la malla no. 40.
- Se pesan alrededor de 80 gr del material ya cribado.
- Se introduce el material en un matraz, previamente calibrado, con ayuda de un embudo, seguido de esto se le agrega agua destilada al matraz hasta la mitad de su capacidad.
- Se le aplica vacío al matraz hasta expulsar el aire atrapado en la muestra.
- Se deja enfriar el matraz hasta que alcance la temperatura ambiente y se le adiciona agua destilada hasta llegar a la marca de aforo.
- Se seca la superficie exterior del matraz y el interior del cuello del mismo.
- Se pesa el matraz con su respectivo tapón ( $W_{fsw}$ ).
- Teniendo el matraz tapado, se invierte varias veces para uniformizar la temperatura de la suspensión. A continuación se mide la temperatura de la solución ( $t_p$ ) al centro del matraz con ayuda de un termómetro.

- Se vierte la solución en una capsula de evaporación, se deja reposar durante 24 hrs. y se decanta el exceso de agua, seguido de esto se seca al horno hasta masa constante, a una temperatura de 105 +- 5°C, ya seco el material se determina el peso del suelo seco ( $W_s$ ).
- Utilizando la curva de calibración del matraz y entrando con la temperatura de prueba ( $t_p$ ), se obtiene la masa del matraz con el agua ( $W_{fw}$ ).
- El peso específico relativo de los sólidos, se calculará con la Fórmula 3.26:

$$S_s = \frac{W_s}{W_{fw} + W_s - W_{fsw}} \quad (3.26)$$

Dónde:

$S_s$ = Peso específico relativo de los sólidos del material

$W_s$ = Masa del material secado al horno.

$W_{fw}$ = Masa del matraz lleno de agua a la temperatura de la prueba ( $t_p$ ).

$W_{fsw}$ = Masa del matraz conteniendo al suelo y agua hasta la marca de aforo (Juárez Badillo, 1980).

### 3.6 CONSOLIDACIÓN

A un proceso de disminución de volumen, que tenga lugar en un lapso, provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo, se le llama proceso de consolidación.

La compresión en el suelo es causada por:

- a. Deformación de las partículas del suelo
- b. Reacomodo de las partículas del suelo
- c. Expulsión de agua o aire de los espacios vacíos.

En general, el asentamiento del suelo causado por cargas se divide en tres categorías:

1. Asentamiento inmediato: es provocado por la deformación elástica del suelo seco y de suelos húmedos y saturados sin ningún cambio en el contenido de agua.
2. Asentamiento por consolidación primaria: es el resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos.
3. Asentamiento por consolidación secundaria: se observa en suelos saturados cohesivos y es resultado del ajuste plástico de la estructura del suelo (Juárez Badillo, 1980).

#### 3.6.1 Prueba de consolidación unidimensional en laboratorio.

El procedimiento de prueba de la consolidación unidimensional fue primero sugerido por Terzaghi (1925), la Figura 3.9 muestra un ejemplo de un consolidómetro. El espécimen de

suelo se coloca dentro de un anillo metálico entre dos piedras porosas, una en la parte superior y otra en el fondo. La carga sobre el espécimen se aplica por medio de un brazo de palanca y la compresión se mide por medio de un micrómetro calibrado. El espécimen se mantiene bajo agua durante la prueba. Cada carga se mantiene generalmente durante 24 horas. Después se duplica la presión sobre el espécimen y se continúa la medición de la compresión. Al final se determina el peso seco del espécimen de la prueba.

La forma general de la gráfica de deformación del espécimen vs tiempo para un incremento dado de carga se muestra en la Figura 3.10. En la gráfica se observan tres etapas distintas:

- Etapa I: Compresión inicial, causada principalmente por la precarga.
- Etapa II: Consolidación primaria, durante la cual el exceso de presión de poro por agua, es gradualmente transferido a esfuerzos efectivos por la expulsión del agua de poro.
- Etapa III: Consolidación secundaria, ocurre después de la total disipación del exceso de presión de poro del agua cuando alguna deformación del espécimen tiene lugar debido al reajuste plástico de la estructura del suelo (Das, 2001; Murthy, 2002).

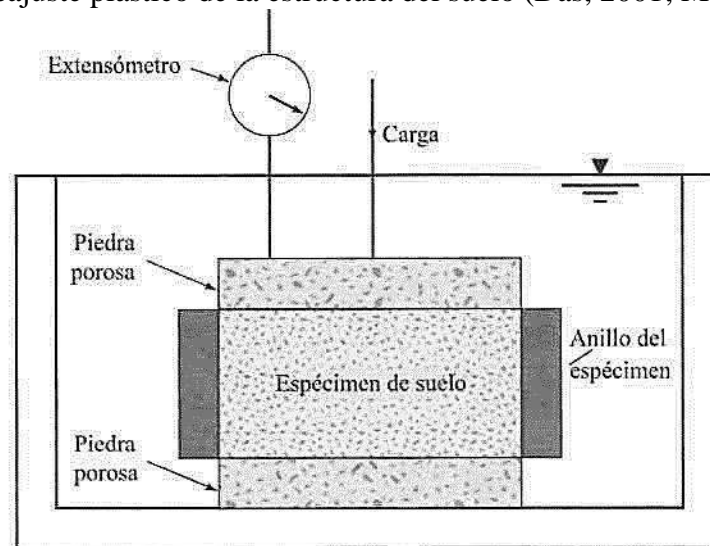


Figura 3.9 Consolidómetro propuesto por Terzaghi.



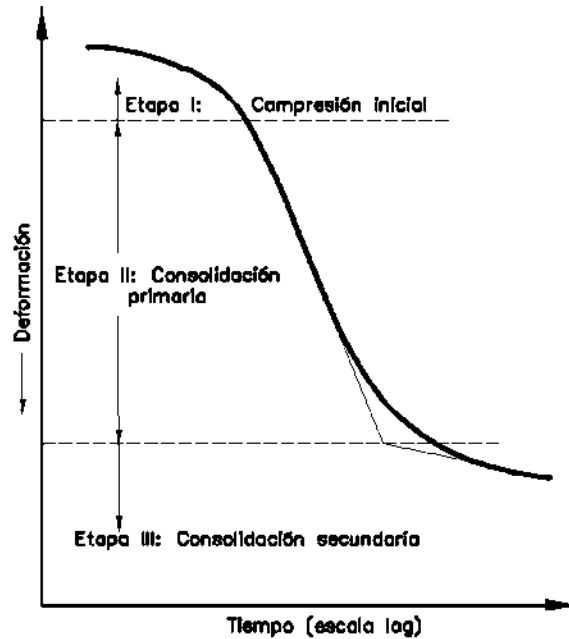


Figura 3.10 Gráfica tiempo vs deformación durante la consolidación para un incremento dado de carga.

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor, evidentemente, que el inicial y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. Así, para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre el espécimen. En suma, de toda la prueba, una vez aplicados todos los incrementos de carga; se tienen valores para constituir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante, en escala natural o logarítmica y en cuyas ordenadas se anotan los correspondientes de “e” en escala natural. Estas curvas se llaman de compresibilidad y de ellas se obtiene una en cada prueba completa. En la Figura 3.11 se muestran las formas típicas de estas curvas (Juárez Badillo, 1980).

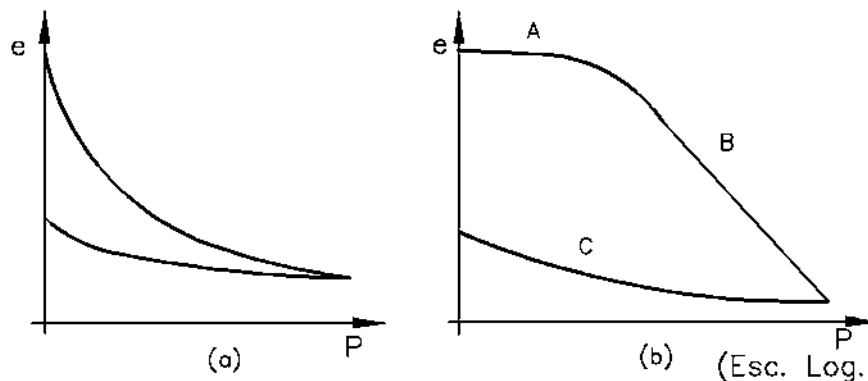


Figura 3.11 Forma típica de la curva de compresibilidad en suelos compresibles: a) Representación aritmética; b) Representación semilogarítmica.

Según estudios de Juárez Badillo (1980), en una curva de compresibilidad se pueden distinguir tres tramos:

1. El tramo A (Figura 3.12b) es curvo que comienza en forma casi horizontal y cuya curvatura es progresiva, alcanzando su máximo en la proximidad de su unión con el tramo B, a este tramo (A) se le conoce como tramo de recompresión.
2. El tramo B es generalmente recto muy aproximadamente y con él se llega al final de la etapa de carga de la prueba, al aplicar el máximo incremento de carga, al cual corresponde la máxima presión sobre la muestra. A partir de este punto es común en la prueba de consolidación someter el espécimen a una segunda etapa, ahora de descarga, en la que se sujeta al espécimen a cargas decrecientes, permaneciendo cada decremento el tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero; en esta etapa se tiene una recuperación del espécimen, si bien éste nunca llega de nuevo a su relación de vacíos inicial. Al tramo B se le conoce como tramo virgen.
3. El tramo C de la Figura 3.12b corresponde a esta segunda etapa, con el espécimen llevado a carga final nula. Al tramo C se le conoce como tramo de descarga.

El procedimiento en laboratorio para realizar la prueba de consolidación es el siguiente:

- Se obtiene una muestra inalterada del material o en su defecto se realiza una remoldeada, que es la reproducción de las condiciones del suelo en campo y que se reproducen en el laboratorio.
- De esta muestra se labra el espécimen con ayuda del anillo, tratando de preservar el contenido de humedad de la muestra.
- Una vez labrado el espécimen se pesa.
- Se determina la altura inicial del espécimen y su área, con lo cual se puede calcular su volumen.
- Se determina el peso específico relativo del material ( $S_s$ ).
- Se monta el espécimen en el aparato según se muestra en la Figura 3.11.
- Una vez montado el espécimen, se le coloca el primer incremento de carga, anotando las lecturas del micrómetro y del cronómetro que se requieren en el formato de consolidación.
- A continuación se dibuja la curva de consolidación, graficando en las abscisas el tiempo (escala logarítmica) y en las ordenadas la deformación lineal (en escala normal).
- Cuando en la curva de consolidación se pueda apreciar claramente el tramo recto de la consolidación secundaria, se considera que se ha completado la consolidación primaria, y se procede a aplicar el segundo incremento de carga, graficando nuevamente la curva de consolidación y repitiendo el procedimiento.

- Una vez aplicados todos los incrementos de carga necesarios, se procede a quitar las cargas en decrementos, de la misma forma en que fueron aplicados.
- Después de retirar todas las cargas, se deja que la muestra se expanda durante 48 horas o hasta que no registre expansión en el micrómetro en un periodo de 24 horas.
- Terminada esta etapa, se extrae el espécimen del consolidómetro, se seca superficialmente y se pesa.
- Se seca la muestra en el horno y se obtiene su peso seco.
- Enseguida se procede a realizar los cálculos correspondientes (Juárez Badillo, 1980).

### 3.7 RESISTENCIA CORTANTE DEL SUELO

La resistencia cortante de una masa de suelo es la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo ofrece para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él (Das, 2001).

#### 3.7.1 Criterios de falla de Mohr-Coulomb

Mohr (1900) presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales. Esta teoría afirma que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no sólo por la presencia de un esfuerzo máximo normal o bien de un esfuerzo máximo cortante. Así entonces, la relación funcional entre un esfuerzo normal y un esfuerzo cortante sobre un plano de falla se expresa en la Fórmula 3.27 y se ilustra en la Figura 3.12a.

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (3.27)$$

Dónde:

$\tau_f$  = Esfuerzo cortante sobre el plano de falla.

$\sigma$  = Esfuerzo normal sobre el plano de falla.

La envolvente de falla definida por la Fórmula 3.27 es una línea curva, como muestra la Figura 3.12b. Para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, es suficiente aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal (Coulomb, 1776). Esta relación se muestra en la Fórmula 3.28, llamada también como criterio de falla de Mohr-Coulomb.

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (3.28)$$

Dónde:

$c$  = Cohesión

$\phi$  = Ángulo de fricción interna

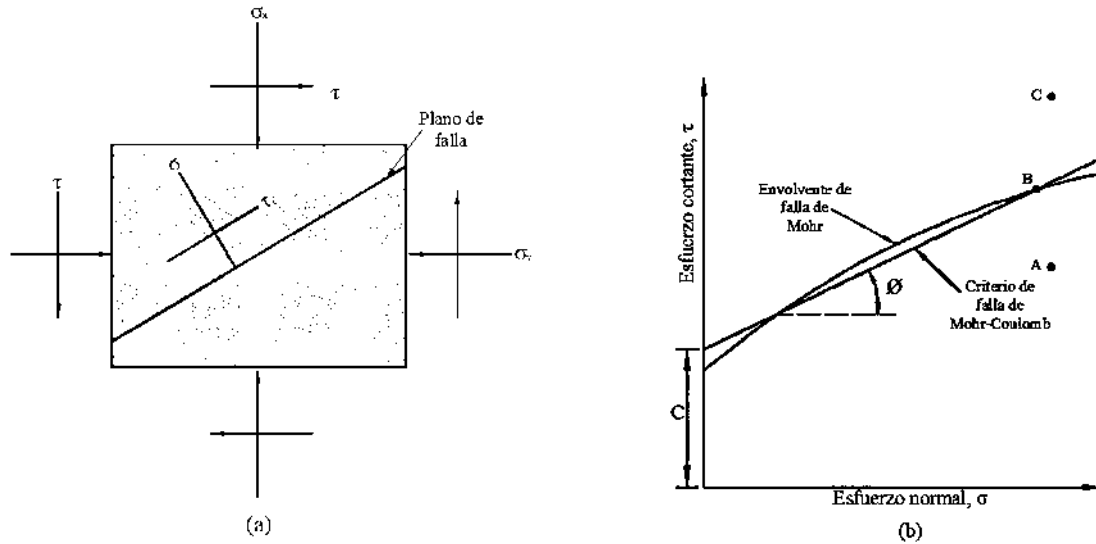


Figura 3.12 Envolvente de falla de Mohr y los criterios de falla de Mohr-Coulomb.

Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano en una masa de suelo son tales que se representan por el punto A en la Figura 3.12b, entonces no ocurrirá una falla cortante a lo largo de ese plano. Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano son representados por el punto B (que se encuentra sobre la envolvente de falla), entonces ocurrirá una falla cortante a lo largo de ese plano. Un estado de esfuerzo sobre un plano representado por el punto C no existe porque éste queda por arriba de la envolvente de falla y la falla cortante ya habría ocurrido en el suelo.

### 3.7.2 Inclinación del plano de falla causado por cortante

Como se establece en el criterio de falla de Mohr-Coulomb, la falla por cortante ocurrirá cuando el esfuerzo cortante sobre un plano alcanza un valor dado por la Fórmula 3.28. Para determinar la inclinación del plano de falla respecto al plano principal mayor, refiérase a la Figura 3.13, donde  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  son respectivamente, los esfuerzos principales mayor y menor. El plano de falla EF forma un ángulo  $\Theta$  con el plano principal mayor. Para determinar el ángulo  $\Theta$  y la relación entre  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ , refiérase a la Figura 3.14, que es una gráfica del círculo de Mohr para el estado de esfuerzo mostrado en la Figura 3.13. En la Figura 3.14, **fg** es la envolvente de falla definida por la relación  $s = c + \sigma \tan \phi$ . La línea radial **ab** define el plano principal

mayor (CD en la Figura 3.13), y la línea radial **ad** define el plano de falla (EF en la Figura 3.13). Se muestra que el ángulo **bad** =  $2\phi = 90 + \phi$ , por lo tanto se obtiene la Fórmula 3.29 (Das, 2001).

$$\theta = 45 + \frac{\phi}{2} \tag{3.29}$$

De la Figura 3.16 se obtiene la Fórmula 3.30:

$$\frac{ad}{fa} = \text{sen}\phi \tag{3.30}$$

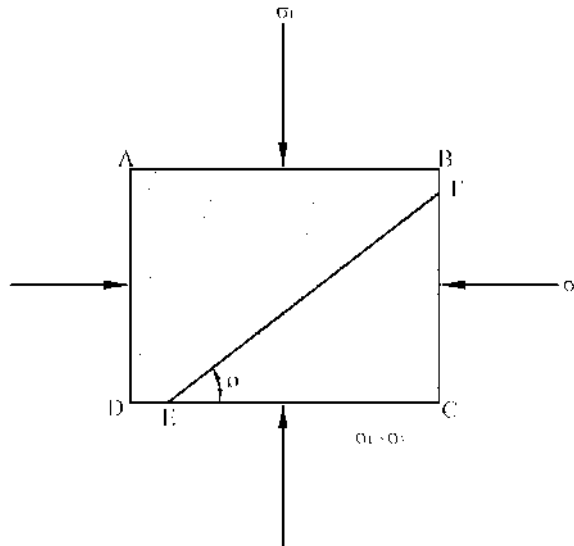


Figura 3.13 Inclinación del plano de falla en el suelo con respecto al plano principal mayor.

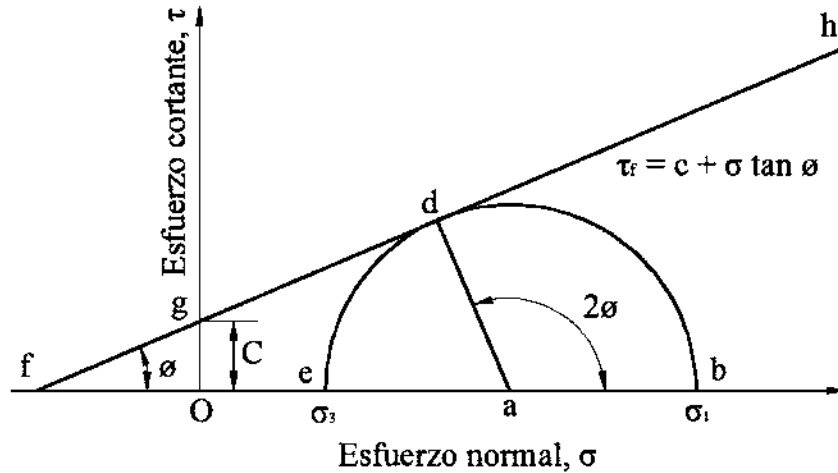


Figura 3.14 Círculo de Mohr y envolvente de falla.

Las rectas **fa** y **ad** se expresan en las Fórmulas 3.31a y 3.31b:

$$fa = fO + Oa = c \cot \phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (3.31a)$$

$$ad = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (3.31b)$$

Sustituyendo las Fórmulas 3.31a y 3.31b en la Fórmula 3.30, obtenemos la Fórmula 3.32 y 3.41:

$$\text{sen} \phi = \frac{\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}}{c \cot \phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}} \quad (3.32)$$

O también se puede expresar como la Fórmula 3.33:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \left( \frac{1 + \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi} \right) + 2c \left( \frac{\cos \phi}{1 - \text{sen} \phi} \right) \quad (3.33)$$

Sin embargo, se llega a la Fórmula 3.34:

$$\left( \frac{1 + \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi} \right) = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.34)$$

Y por consiguiente a la Fórmula 3.35:

$$\left( \frac{\cos \phi}{1 - \text{sen} \phi} \right) = \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.35)$$

Entonces, se puede llegar a la Fórmula 3.36:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.36)$$

Esta relación es el criterio de falla de Mohr-Coulomb expresada en términos de los esfuerzos de falla.

### 3.7.3 Ley de falla por cortante en suelo saturado

En un suelo saturado, el esfuerzo normal total en un punto es la suma del esfuerzo efectivo y la presión de poro, como se muestra en la Fórmula 3.37:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (3.37)$$

El esfuerzo efectivo  $\sigma'$  es tomado por los sólidos del suelo. Entonces, para aplicar la Fórmula 3.28 a la mecánica del suelo, tenemos que describirla como la Fórmula 3.38:

$$\tau_f = c + (\sigma - u)\tan\phi = c + \sigma'\tan\phi \quad (3.38)$$

El valor de  $c$  para la arena y el limo inorgánico es 0. Para arcillas normalmente consolidadas  $c$  se considera igual a 0. Las arcillas sobreconsolidadas tienen valores de  $c$  que son mayores que 0. El ángulo de fricción  $\phi$  se llama a veces el ángulo de fricción drenado. Para arcillas normalmente consolidadas, el ángulo de fricción  $\phi$  generalmente varía entre  $20^\circ$  y  $30^\circ$ . Para arcillas preconsolidadas, la magnitud de  $\phi$  decrece. Para arcillas naturales no cementadas, preconsolidadas con presión de preconsolidación menor que aproximadamente  $1000 \text{ kN/m}^2$ , la magnitud de  $c$  cae en el rango de 5 a  $15 \text{ kN/m}^2$  (Das, 2001).

### 3.7.4 Prueba de corte directo

El equipo para llevar a cabo esta prueba consiste en una caja de corte metálica en la que se coloca el espécimen (Figura 3.15). La caja está cortada horizontalmente en dos partes. La fuerza normal sobre el espécimen se aplica desde la parte superior de la caja de corte. El esfuerzo normal sobre los especímenes debe ser tan grande como  $1000 \text{ kN/m}^2$ . La fuerza cortante es aplicada moviendo una mitad de la caja respecto de la otra para generar la falla en el espécimen de suelo.

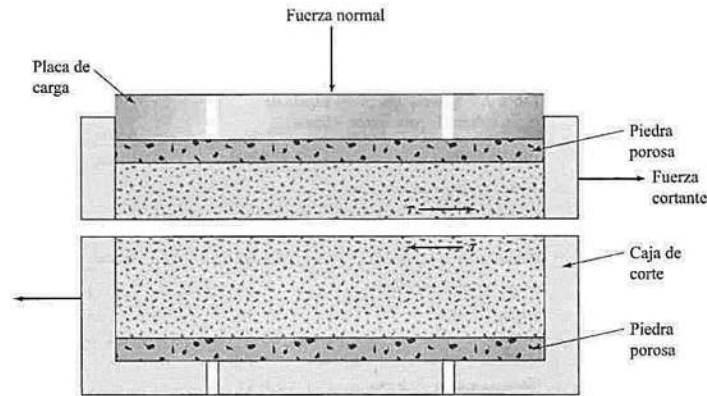


Figura 3.15 Diagrama del arreglo para la prueba de corte directo.

Dependiendo del equipo, la prueba de corte puede ser controlada por el esfuerzo o por la deformación unitaria. En las pruebas controladas por el esfuerzo, la fuerza cortante es aplicada en incrementos iguales hasta que el espécimen falla, lo cual tiene lugar a lo largo del plano de separación de la caja de corte. Después de la aplicación de cada incremento de carga, el desplazamiento cortante de la mitad superior de la caja se mide por medio de un micrómetro horizontal. El cambio en la altura del espécimen durante la prueba se obtiene a partir de las lecturas del micrómetro que mide el movimiento vertical de la placa superior de carga.

En pruebas controladas por la deformación unitaria se aplica una razón constante de desplazamiento cortante a una mitad de la caja por medio de un motor que actúa a través de engranes. La tasa constante de desplazamiento cortante se mide con un micrómetro horizontal. La fuerza cortante resistente del suelo correspondiente a cualquier desplazamiento cortante se mide por medio de un anillo de ensaye horizontal o con una celda de carga.

En el laboratorio de materiales “Ingeniero Luis Silva Ruelas” de la UMSNH, se tiene un equipo de corte directo controlado por deformación unitaria, este equipo está instrumentado, de tal forma que las lecturas de desplazamiento horizontal, vertical así como la aplicación de carga se miden a través de transductores, que envían los datos a un computador, el cual registra todos los datos de la prueba por medio de un programa realizado en LabView, este programa consta de dos partes, una primera para la etapa de consolidación del espécimen y la segunda que es donde se lleva a cabo el corte de este. En la Figura 3.16 se muestran los lectores de deformación horizontal y vertical, mientras que en la Figura 3.17 se muestra el lector de carga.



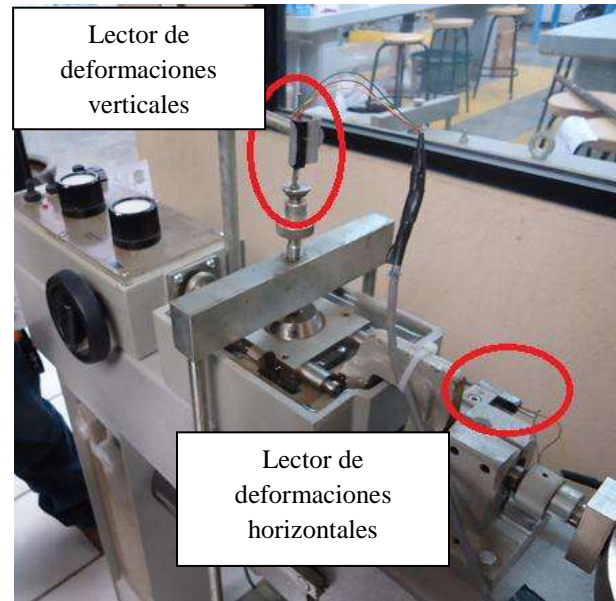


Figura 3.16 Lectores de deformación horizontal y vertical del equipo de corte directo.

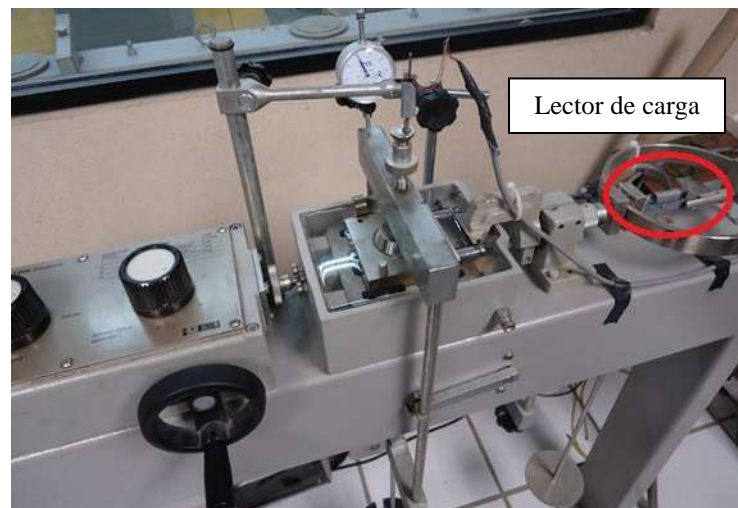


Figura 3.17 Lectores de carga del equipo de corte directo.

Para una prueba dada el esfuerzo normal se calcula con la Fórmula 3.39:

$$\sigma = \sigma' = \text{esfuerzo normal} = \frac{\text{fuerza normal}}{\text{área de la sección transversal del espécimen}} \quad (3.39)$$

El esfuerzo cortante resistente para cualquier desplazamiento cortante se calcula con la Fórmula 3.40:

$$\tau = \text{esfuerzo cortante} = \frac{\text{fuerza cortante resistente}}{\text{área de la sección transversal del espécimen}} \quad (3.40)$$

Las pruebas de corte directo se repiten en especímenes similares bajo esfuerzos normales diversos. Los esfuerzos normales y los correspondientes valores de  $\tau_f$  obtenidos de varias pruebas, se trazan en una gráfica, de la cual se determinan los parámetros de resistencia al corte (Das, 2001).

#### 3.7.4.1 Tipos de pruebas de corte directo

Se pueden realizar las siguientes pruebas:

1. **Prueba no consolidada – no drenada (UU):** La rotura se inicia al aplicar la presión normal correspondiente y a una velocidad lo suficientemente rápida para que no se produzca el drenaje.
2. **Prueba consolidada – no drenada (CU):** Se aplica la presión normal, permitiendo el drenaje del suelo hasta finalizar la consolidación primaria. A continuación se procede a la rotura de la probeta a una velocidad lo suficientemente rápida para que no se produzca el drenaje.
3. **Prueba consolidada – drenada (CD):** Se aplica la presión normal, permitiendo el drenaje del suelo hasta finalizar la consolidación primaria. A continuación se procede a la rotura de la probeta a una velocidad lo suficientemente lenta como para que no se originen presiones intersticiales, permitiendo el libre drenaje del agua de los poros (Norma española UNE 103401,1998).

#### 3.7.4.2 Procedimiento para la realización de la prueba consolidada – no drenada, según la Norma Española UNE 103401,1998

**Ajustes iniciales.** Se coloca el carro de deslizamiento con la caja perfectamente ensamblada sobre los cojinetes, centrando éstos bajo el carro.

Se ajusta el aparato medidor de fuerza horizontal, para que exista un buen contacto entre el extremo del yugo en forma de cuello de cisne de la caja de corte y el extremo del aparato de medida de fuerzas horizontales.

Se debe verificar que el pistón de empuje del motor tiene un recorrido mínimo de 12 mm en el sentido de avance.

Situar el medidor de desplazamiento en posición, fijándolo y poniéndolo a cero. Comprobar que dicho medidor de desplazamiento tiene recorrido suficiente. Poner a cero el medidor de fuerzas.

Comprobar que el pistón de carga vertical está perfectamente centrado, y medir la altura, desde la parte superior del pistón de carga hasta la caja de corte, con una precisión de 0, 1 mm.

Acto seguido, se ensambla el yugo de aplicación de la fuerza vertical, haciéndole descansar sobre el asiento central en forma de casquete esférico del pistón de carga. Se debe comprobar que en esta operación no se ha desplazado dicho pistón, centrándole si fuese necesario.

Se mide la altura, desde el borde superior del pistón de carga hasta la superficie de la caja de corte, con una precisión de 0, 1 mm.

Se fija el medidor de deformaciones verticales debidamente centrado, comprobando que tiene suficiente recorrido en los dos sentidos. Se pone a cero o se anota la lectura inicial.

**Consolidación.** Se colocan, suave y tan rápidamente como sea posible, las pesas necesarias en el colgadero del yugo de fuerzas verticales para conseguir la tensión vertical deseada,  $\sigma_n$ . Después, se anota la hora inicial de esta fase y se pone en marcha el cronómetro.

Se llena, tan pronto como sea posible, el carro deslizante con agua hasta el nivel superior de la probeta y se mantiene así durante todo el ensayo.

En este caso no se toman lecturas de la deformación vertical con el tiempo, pues la rotura se realiza en condiciones no drenadas. Se prosigue la consolidación hasta el final de la consolidación primaria. Normalmente son suficientes 24 horas en la mayoría de los suelos cohesivos.

Finalizada la consolidación, se toma la lectura del medidor de deformaciones verticales.

**Ajustes antes de la rotura.** Antes de la rotura de la probeta se debe elegir la velocidad de desplazamiento horizontal. Esta tiene que ser lo suficientemente rápida para que la rotura se produzca sin permitir el drenaje del agua de los poros.

Se debe comprobar que todas las componentes horizontales están en contacto pero sin carga y que los dos tornillos pasadores que fijan las dos mitades de la caja de corte han sido retirados.

Se separan las dos mitades de la caja de corte, actuando sobre los dos tornillos separadores al mismo tiempo.

Se anotan las lecturas iniciales de los medidores de desplazamientos y de fuerza.

**Rotura del espécimen.** Se ponen en marcha el motor con la velocidad seleccionada y el cronómetro. Se toman lecturas del tiempo transcurrido, de la deformación vertical, de la deformación horizontal y de la fuerza horizontal, a intervalos regulares del desplazamiento horizontal, que permitan al menos 25 lecturas en el ensayo.

Se continúa el ensayo hasta que se sobrepase en varias lecturas la fuerza máxima o hasta el máximo recorrido que permita el aparato si no hay un pico definido. Después, se para el motor.

Actuando manualmente o con el motor se llevan ambas mitades de la caja de corte a su posición inicial.

Se retiran las pesas del colgadero y el yugo de fuerzas verticales.

Se extrae el agua que rodea a la probeta, se desmonta la caja de corte y se recoge todo el suelo de la probeta en una bandeja.

Se determina la masa húmeda final de la probeta, con una precisión de 0,01 g. Se deseca en estufa a una temperatura inferior a 60 ° C hasta masa constante y se determinan la masa seca final de la probeta, con una precisión de 0,01 g, y la humedad final en tanto por ciento. Esta humedad es la que tenía el suelo al final de la consolidación, pues la rotura se realizó sin permitir el flujo de agua hacia o desde la probeta(Norma española UNE 103401,1998).

**Calculo de las tensiones y desplazamientos.**Se calcula la fuerza horizontal aplicada a la probeta,  $F_h$ , para cada lectura durante el ensayo.

Se calcula la tensión de corte sobre la superficie de rotura de la probeta,  $\tau$ , para cada lectura durante el ensayo, mediante la Fórmula 3.41:

$$\tau = \frac{F_h}{A} \times 1000 \quad (3.41)$$

Dónde:

A= Área inicial de la probeta, en  $\text{mm}^2$ .

El área corregida en cualquier instante durante el ensayo para una caja de corte circular,  $A_c$ , expresada en  $\text{mm}^2$ , se calcula con la Fórmula 3.42:

$$A_c = 2R^2 \alpha - \Delta l R \sin \alpha \quad (3.42)$$

Dónde:

$\alpha = \arccos \Delta l / 2R$ , expresado en radianes.

$\Delta l$  = Desplazamiento relativo entre las dos mitades de la caja de corte, expresado en mm.

$R$  = Radio interno de la caja de corte, expresado en mm.

### 3.7.5 Prueba triaxial de corte

En la prueba de corte triaxial se usa generalmente un espécimen de suelo de aproximadamente 36 mm de diámetro y 76 mm de longitud. El espécimen queda encerrado por una membrana delgada de hule y se coloca dentro de una cámara cilíndrica de plástico que se llena usualmente con agua o glicerina, esto se ilustra en la Figura 3.18. El espécimen queda sometido a una presión de confinamiento por compresión del fluido en la cámara. Para generar la falla cortante en el espécimen, se aplica un esfuerzo axial a través de un émbolo vertical de carga. El esfuerzo se suma en una de las dos formas que se describen a continuación:

1. Aplicación de pesos muertos o presión hidráulica en incrementos iguales hasta que el espécimen falla, ó;
2. Aplicación de deformación axial a razón constante por medio de una prensa de carga con engranes o en forma hidráulica. Ésta es una prueba por deformación unitaria controlada.

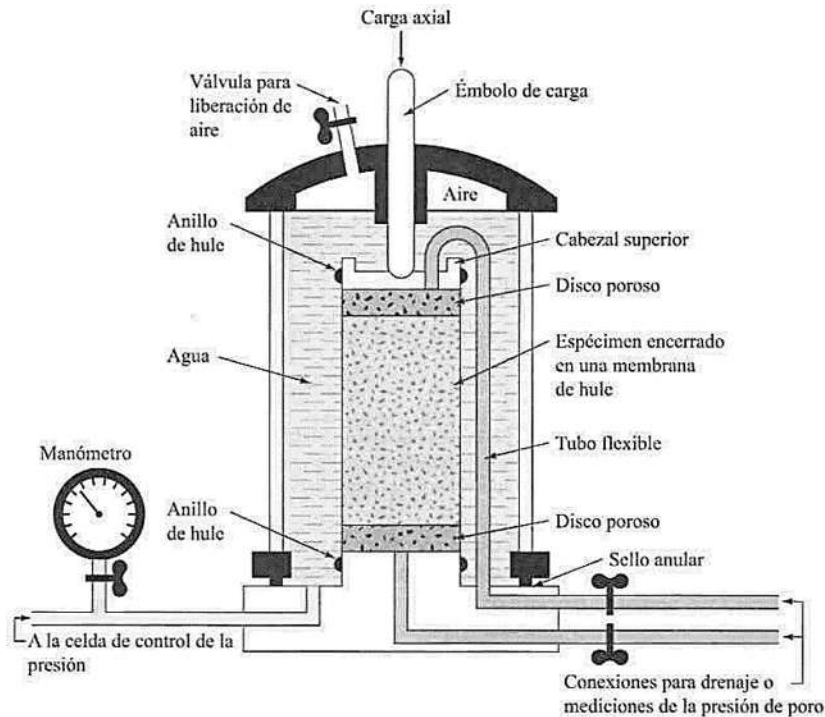


Figura 3.18 Diagrama del equipo de prueba triaxial.

Se proporcionan también conexiones para medir el drenaje hacia dentro o hacia afuera del espécimen, o para medir la presión de poro del agua (según las condiciones de la prueba). Tres tipos estándar de pruebas triaxiales son generalmente llevadas a cabo (Das, 2001):

1. Prueba consolidada-drenada o prueba drenada (CD)
2. Prueba consolidada-no drenada (CU)
3. Prueba no consolidada-no drenada o prueba no drenada (UU)

### 3.7.5.1 Prueba consolidada - drenada

En la prueba consolidada-drenada, el espécimen se somete primero a una presión de confinamiento  $\sigma_3$  mediante compresión del fluido de la cámara. Conforme se aplica la presión de confinamiento, la presión de poro del agua del espécimen se incrementa en la cantidad  $u_c$ ; dicho aumento de la presión de poro del agua se expresa en forma de un parámetro adimensional como se muestra en la Fórmula 3.43:

$$B = \frac{u_c}{\sigma_3} \quad (3.43)$$

Donde  $B$  = parámetro de la presión de poro de Skempton.

Black y Lee (1973) dieron valores teóricos de  $B$  para varios suelos completamente saturados, los cuales se muestran en la Tabla 3.3.

Tipo de suelo	Valor teórico
Arcilla blanda normalmente consolidada.	0.9998
Arcillas blandas ligeramente consolidadas y limos.	0.9988
Arcillas firmes preconsolidadas y arenas.	0.9877
Arenas muy densas y arcillas muy firmes bajo altas presiones de confinamiento.	0.913

Tabla 3.3 Valores teóricos de  $B$  con saturación completa.

Cuando la conexión al drenaje se mantiene abierta, tiene lugar la disipación del exceso de presión de poro del agua, y por consiguiente la consolidación. Con el tiempo,  $u_c$  se volverá igual a 0. En suelo saturado, el cambio en el volumen del espécimen ( $\Delta V_C$ ) que tiene lugar durante la consolidación se obtiene del volumen de agua de poro drenada.

El esfuerzo desviador  $\Delta\sigma_d$  sobre el espécimen es incrementado a una velocidad muy pequeña. La conexión al drenaje se mantiene abierta y la lenta velocidad de aplicación del esfuerzo desviador permite la completa disipación de cualquier presión de poro del agua que se desarrolle como consecuencia ( $\Delta u_d=0$ ).

Como la presión de poro del agua desarrollada durante la prueba es completamente disipada, tenemos que:

El esfuerzo de confinamiento total y efectivo =  $\sigma_3 = \sigma'_3$  y que,

El esfuerzo axial total y efectivo en la falla =  $\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1 = \sigma'_1$

En una prueba triaxial,  $\sigma'_1$  es el esfuerzo efectivo principal mayor en la falla y  $\sigma'_3$  es el esfuerzo efectivo principal menor en la falla.

Varias pruebas sobre especímenes similares se conducen variando la presión de confinamiento. Con los esfuerzos principales mayor y menor en la falla para cada prueba, se dibujan los círculos de Mohr y se obtienen las envolventes de falla.

### 3.7.5.2 Prueba consolidada - no drenada

En ésta prueba el espécimen de suelo es saturado por el fluido en la cámara, primero se consolida con una presión en todo su alrededor  $\sigma_3$  del que resulta en drenaje. Después que la presión de poro del agua generada por la aplicación de la presión de confinamiento es completamente disipada (es decir,  $u_c = B\sigma_3 = 0$ ), el esfuerzo desviador  $\Delta\sigma_d$  sobre el espécimen se incrementa para causar la falla cortante. Durante esta fase, la línea de drenaje desde el espécimen se mantiene cerrada. Como el drenaje no se permite, la presión de poro del agua  $\Delta u_d$  crecerá. Durante la prueba se hacen mediciones de  $\Delta\sigma_d$  y  $\Delta u_d$ . El incremento en la presión de poro del agua  $\Delta u_d$  se expresa en una forma adimensional como se muestra en la Fórmula 3.44:

$$A = \frac{\Delta u_d}{\Delta\sigma_d} \quad (3.44)$$

Donde  $A$  = parámetro de la presión de poro de Skempton.

A diferencia de la prueba consolidada-drenada, los esfuerzos totales y efectivo principal no son iguales en la prueba consolidada-no drenada. Como en esta prueba se mide la presión de poro en la falla, los esfuerzos principales se analizan como sigue y de acuerdo a las Fórmulas 3.45, 3.46, 3.47, 3.48 y 3.49:

- Esfuerzo principal mayor en la falla (total):

$$\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1 \quad (3.45)$$

- Esfuerzo principal mayor en la falla (efectivo):

$$\sigma_1 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_1 \quad (3.46)$$

- Esfuerzo principal menor en la falla (total):

$$\sigma_3 \quad (3.47)$$

- Esfuerzo principal menor en la falla (efectivo):

$$\sigma_3 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_3 \quad (3.48)$$

Donde  $(\Delta u_d)_f$  = Presión de poro del agua en la falla. Las derivaciones precedentes muestran que:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (3.49)$$

Pruebas sobre varios especímenes similares con diferentes presiones de confinamiento se efectúan para determinar los parámetros de resistencia cortante. La Figura 3.17 muestra los círculos de Mohr de los esfuerzos total y efectivo en la falla obtenidos en pruebas triaxiales consolidadas-no drenadas en arena y arcilla normalmente consolidada. Se puede notar que  $A$  y



$B$  son dos círculos de Mohr de esfuerzo total obtenidos de dos pruebas.  $C$  y  $D$  son los círculos de Mohr de esfuerzo efectivo correspondientes a los círculos  $A$  y  $B$  de esfuerzo total, respectivamente. Los diámetros de los círculos  $A$  y  $C$  son los mismos; similarmente, los diámetros de los  $B$  y  $D$  son iguales (Das, 2001).

En la Figura 3.19, la envolvente del esfuerzo total de falla se obtiene dibujando una línea que toque todos los círculos de Mohr del esfuerzo total. Para arenas y arcillas normalmente consolidadas, esta línea será aproximada por una línea recta que pase por el origen y se expresa por la Fórmula 3.50:

$$T_f = \alpha \tan \phi_{(cu)} \tag{3.50}$$

Dónde:

$\alpha$  = Esfuerzo total

$\phi_{(cu)}$  = Ángulo que forma la envolvente de falla del esfuerzo total con el eje del esfuerzo normal, también conocido como ángulo de resistencia cortante consolidada-no drenada.

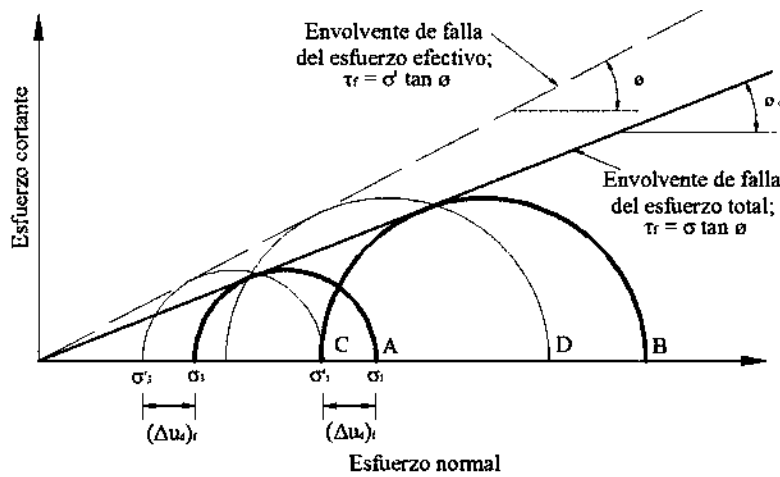


Figura 3.19 Envolventes de falla del esfuerzo total y efectivo para pruebas triaxiales consolidadas – no drenadas.

### 3.7.5.3 Prueba noconsolidada - no drenada

En las pruebas no consolidadas-no drenadas, el drenaje del espécimen de suelo no se permite durante la aplicación de la presión de la cámara  $\sigma_3$ . El espécimen de prueba es cortado a la falla por la aplicación del esfuerzo desviador  $\Delta\sigma_d$ , sin permitirse el drenaje, en ninguna etapa, por tal motivo la prueba se lleva a cabo muy rápida. Debido a la aplicación de la presión de

confinamiento en la cámara  $\sigma_3$ , la presión de poro del agua en el espécimen de suelo se incrementará una cantidad  $u_c$ . Habrá un aumento adicional en la presión de poro  $\Delta u_d$ , debido a la aplicación del esfuerzo desviador. Por consiguiente, la presión de poro del agua total  $u$  en el espécimen en cualquier etapa de la aplicación del esfuerzo desviador se da con la Fórmula 3.51:

$$u = u_c + \Delta u_d \tag{3.51}$$

En esta prueba el esfuerzo axial agregado en la falla  $(\Delta\sigma_d)_f$  es prácticamente el mismo, independientemente de la presión de confinamiento en la cámara, como muestra la Figura 3.20. La envolvente de falla para los círculos de Mohr del esfuerzo total se vuelve una línea horizontal y por consiguiente se llama una condición de  $\phi = 0$ , y se obtiene la relación mostrada en la Fórmula 3.52:

$$\tau_f = c_u \tag{3.52}$$

Dónde:

$c_u$  = Resistencia cortante no drenada y es igual al radio de los círculos de Mohr.

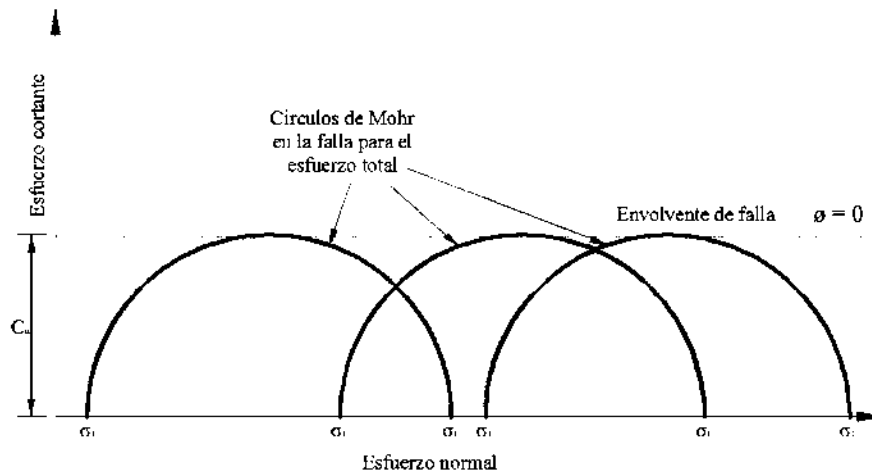


Figura 3.20 Círculos de Mohr del esfuerzo total y envolvente de falla ( $\phi=0$ ) obtenidos en pruebas triaxiales no consolidadas – no drenadas.

La razón para obtener el mismo esfuerzo axial agregado  $(\Delta\sigma_d)_f$  independientemente de la presión de confinamiento es la siguiente: si un espécimen de arcilla (no. 1) es consolidado a una presión de cámara  $\sigma_3$  y luego es cortado a la falla sin drenaje permitido, entonces las condiciones de esfuerzo total en la falla deben ser representadas por el círculo de Mohr  $P$  (Figura 3.21). La presión de poro desarrollada en el espécimen en la falla es igual a  $(\Delta u_d)_f$ . Los

esfuerzos efectivos principales mayor y menor en la falla son entonces los que se muestran en las Fórmulas 3.53 y 3.54:

$$\sigma'_1 = [\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f] - (\Delta u_d)_f = \sigma_1 - (\Delta u_d)_f \tag{3.53}$$

y

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f \tag{3.54}$$

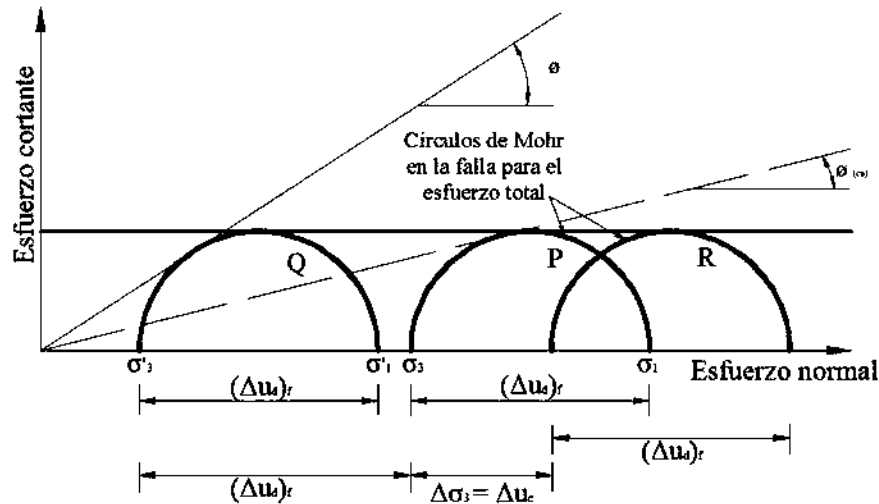


Figura 3.21 El concepto  $\phi=0$ .

### 3.8 ESTABILIDAD DE TALUDES

Una superficie de terreno situada a un ángulo con la horizontal se llama talud o pendiente no restringida, y puede ser natural o construido. Si la superficie del terreno no es horizontal, una componente de la gravedad ocasionará que el suelo se mueva hacia abajo, si la componente de la gravedad es suficientemente grande ocurrirá la falla del talud, es decir, la fuerza actuante vence a la fuerza resistente de la resistencia al corte del suelo a lo largo de la superficie de ruptura.

En muchos casos los ingenieros civiles tienen que efectuar cálculos para verificar la seguridad de taludes, este proceso, llamado análisis de la estabilidad de taludes, implica determinar y comparar el esfuerzo cortante desarrollado a lo largo de la superficie más probable de falla con la resistencia cortante del suelo (Das, 2001).

### 3.8.1 Factor de seguridad

En general, el factor de seguridad se define como se muestra en la Fórmula 3.55:

$$FS_s = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (3.55)$$

Dónde:

$FS_s$  = factor de seguridad con respecto a la resistencia.

$\tau_f$  = resistencia cortante promedio del suelo.

$\tau_d$  = esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla.

La resistencia cortante de un suelo consta de dos componentes, la cohesión y la fricción, y se expresa como la Formula 3.56:

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \emptyset \quad (3.56)$$

Dónde:

$c$  = cohesión.

$\emptyset$  = ángulo de fricción drenada.

$\sigma'$  = esfuerzo normal efectivo sobre la superficie potencial de falla.

De manera similar, también podemos escribir la Fórmula 3.57:

$$\tau_d = c_d + \sigma' \tan \emptyset_d \quad (3.57)$$

Donde  $c_d$  y  $\emptyset_d$ , son, respectivamente, la cohesión efectiva y el ángulo de fricción que se desarrolla a lo largo de la superficie potencial de falla. Sustituyendo las Fórmulas 3.56 y 3.57 en la Fórmula 3.55, obtenemos la Fórmula 3.58:

$$FS_s = \frac{c + \sigma' \tan \emptyset}{c_d + \sigma' \tan \emptyset_d} \quad (3.58)$$

Podemos ahora introducir algunos otros aspectos del factor de seguridad, es decir el Factor de Seguridad con respecto a la cohesión  $FS_c$  y el factor de seguridad con respecto a la fricción  $FS_\phi$  y se definen como muestran las Fórmulas 3.59 y 3.60:

$$FS_c = \frac{c}{c_d} \quad (3.59)$$

Y

$$FS_\phi = \frac{\tan\phi}{\tan\phi_d} \quad (3.60)$$

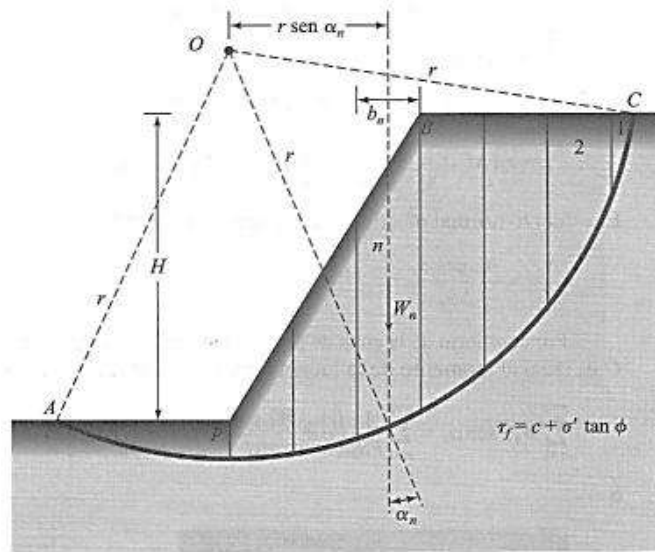
Cuando se comparan las Fórmulas 3.58, 3.59 y 3.60 vemos que cuando  $FS_c$  se vuelve igual a  $FS_\phi$ , ese es el factor de seguridad con respecto a la resistencia. De tal forma podemos escribir la Fórmula 3.61:

$$FS_s = FS_c = FS_\phi \quad (3.61)$$

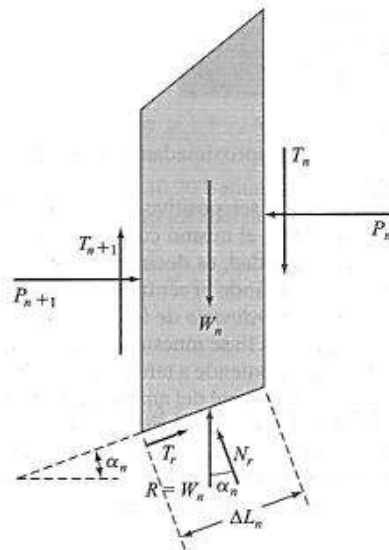
Cuando  $F_s$  es igual a 1, el talud está en un estado de falla incipiente. Generalmente, un valor de 1.5 para el factor de seguridad con respecto a la resistencia es aceptable para el diseño de un talud estable.

### 3.8.2 Método de las dovelas

El análisis por estabilidad usando el método de las dovelas se explica con referencia a la Figura 3.22a, en donde  $AC$  es un arco de un círculo que representa la superficie de falla de prueba. El suelo arriba de la superficie de falla de prueba se divide en varias dovelas verticales. El ancho de cada dovela no tiene que ser el mismo. Considerando una longitud unitaria perpendicular a la sección transversal mostrada, las fuerzas que actúan sobre una dovela típica ( $n$ -ésima dovela) se muestran en la Figura 3.22b.  $W_n$  es el peso efectivo de la dovela. Las fuerzas  $N_r$  y  $T_r$  son las componentes normal y tangencial de la reacción  $R$ , respectivamente.  $P_n$  y  $P_{n+1}$  son las fuerzas normales que actúan sobre los lados de la dovela. Similarmente, las fuerzas cortantes que actúan sobre los lados de la dovela son  $T_n$  y  $T_{n+1}$ . Por simplicidad, la presión de poro del agua se supone igual a 0. Las fuerzas  $P_n, P_{n+1}, T_n$  y  $T_{n+1}$  son difíciles de determinar. Sin embargo, hacemos una suposición aproximada de que las resultantes de  $P_n$  y  $T_n$  son iguales en magnitud a las resultantes de  $P_{n+1}$  y  $T_{n+1}$  y también que sus líneas de acción coinciden (Das, 2001).



(a)



(b)

Figura 3.22 Análisis de estabilidad por el método ordinario de las dovelas: (a) superficie de falla de prueba; (b) fuerzas que actúan sobre la n-ésima dovela.

Por consideraciones de equilibrio podemos escribir la Fórmula 3.62:

$$N_r = W_n \cos \alpha_n \tag{3.62}$$

La fuerza cortante resistente se expresa como muestra la Fórmula 3.63:

$$T_r = \tau_d(\Delta L_n) = \frac{T_f(\Delta L_n)}{FS_s} = \frac{1}{FS_s} [c + \sigma' \tan \phi] \Delta L_n \quad (3.63)$$

El esfuerzo normal efectivo  $\sigma'$  en la Fórmula 3.63, es igual a la Fórmula 3.64:

$$\frac{N_r}{\Delta L_n} = \frac{W_n \cos \alpha_n}{\Delta L_n} \quad (3.64)$$

Por equilibrio de la cuña de prueba ABC, el momento de la fuerza actuante respecto a O es igual al momento de la fuerza resistente respecto a O, lo que se puede representar con la Fórmula 3.65:

$$FS_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c \Delta L_n + W_n \cos \alpha_n \tan \phi)}{\sum_{n=1}^{n=p} (W_n \sin \alpha_n)} \quad (3.65)$$

Para encontrar el factor mínimo de seguridad, es decir, el factor de seguridad para el círculo crítico, se hacen varias pruebas cambiando el centro del círculo de prueba. A este método se le llama generalmente el método ordinario de las dovelas.

### 3.8.3 Método simplificado de las dovelas de Bishop

En este método, el efecto de las fuerzas sobre los lados de cada dovela se toma en cuenta en alguna medida. Podemos estudiar este método con referencia al análisis de taludes presentado en la figura 3.22. Las fuerzas que actúan sobre la n-esima dovela mostrada en la Figura 3.22b han sido redibujadas en la Figura 3.23a. Sean  $P_n - P_{n+1} = \Delta P$  y  $T_n - T_{n+1} = \Delta T$ . Se puede escribir como muestra la Fórmula 3.66:

$$T_r = N_r (\tan \phi_d) + c_d \Delta L_n = N_r \left( \frac{\tan \phi}{FS_s} \right) + \frac{c \Delta L_n}{FS_s} \quad (3.66)$$

La figura 3.23b muestra el polígono de fuerzas para el equilibrio de la n-ésima dovela. Sumando las fuerzas en la dirección vertical resulta la Fórmula 3.67 (Das, 2001).

$$W_n + \Delta T = N_r (\cos \alpha_n) + \left( \frac{N_r \tan \phi}{FS_s} + \frac{c \Delta L_n}{FS_s} \right) \text{sen} \alpha_n \quad (3.67)$$

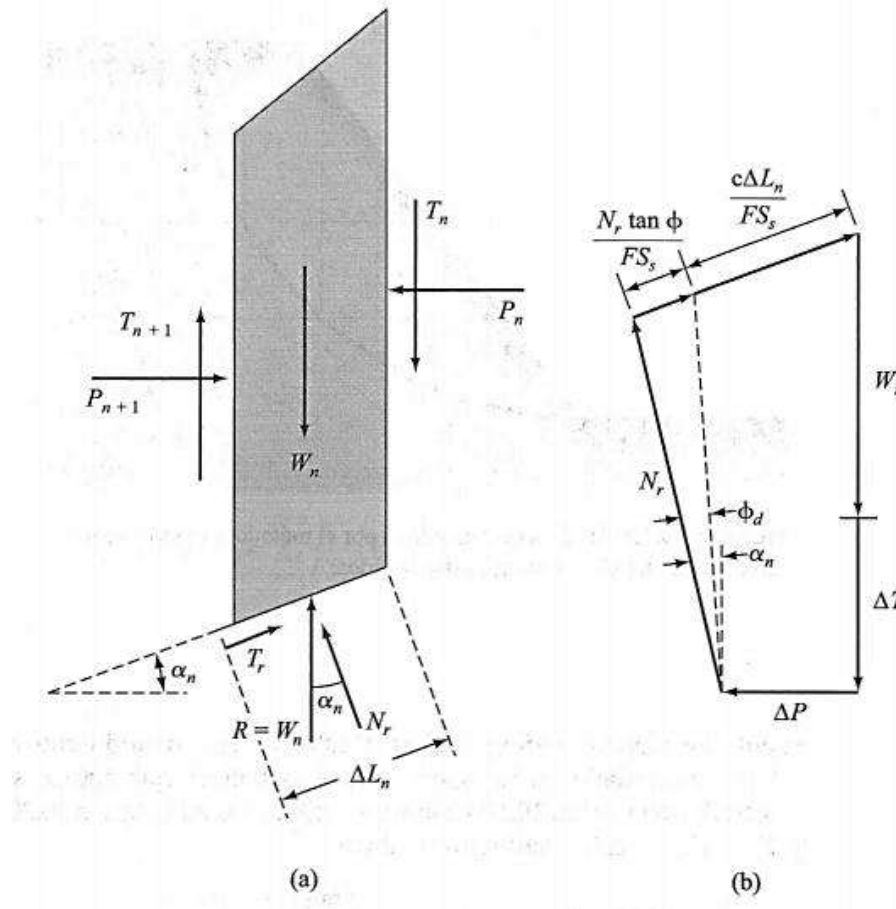


Figura 3.23 Método simplificado de las dovelas de Bishop: (a) fuerzas que actúan sobre la n-ésima dovela; (b) polígono de fuerzas de equilibrio.

Por equilibrio de la cuña ABC (figura 3.22a), al tomar momentos respecto a O, resulta la Fórmula 3.68:

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n r \text{sen} \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} T_r \gamma \quad (3.68)$$



Dónde  $T_r$  es igual a la Fórmula 3.69:

$$T_r = \frac{1}{FS_s} [c + \sigma' \tan \phi] \Delta L_n = \frac{1}{FS_s} [c \Delta L_n + N_r \tan \phi] \quad (3.69)$$

Al sustituir las Fórmulas 3.67 y 3.69 en la Fórmula 3.68, tenemos la Fórmula 3.70:

$$FS_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (cb_n + W_n \tan \phi + \Delta T \tan \phi) \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} (W_n \text{sen} \alpha_n)} \quad (3.70)$$

Dónde  $m_{\alpha n}$  se expresa en la Fórmula 3.71:

$$m_{\alpha(n)} = \cos \alpha_n + \frac{\tan \phi \text{sen} \alpha_n}{FS_s} \quad (3.71)$$

Por simplicidad, si hacemos  $\Delta T = 0$ , la Fórmula 3.69 toma la forma de la Fórmula 3.72:

$$FS_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (cb_n + W_n \tan \phi) \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} (W_n \text{sen} \alpha_n)} \quad (3.72)$$

Nótese que el término  $FS_s$  está presente en ambos lados de la Fórmula 3.72. Por consiguiente, se requiere adoptar un procedimiento de pruebas y error para encontrar el valor de  $FS_s$ . Igual que en el método ordinario de las dovelas, deben investigarse varias superficies de falla para encontrar la superficie crítica que proporcione el mínimo factor de seguridad.

Con ayuda de una computadora y un programa adecuado como es el caso del programa GeoStudio, este método da resultados satisfactorios en la mayoría de los casos; en dicho programa solo se necesita introducir los datos referentes al talud, como son el ángulo de fricción, cohesión y peso volumétrico de los materiales influyentes, además de la geometría del talud y su estratigrafía, para de esta forma poder obtener resultados coherentes (Das, 2001).

### 3.9 MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN ECOLÓGICOS

En la presente investigación se llegará a la propuesta de un método de estabilización para el talud en estudio; este método será ecológico, siguiendo la tendencia de estabilización que se está usando actualmente, por lo cual se optó por un método de bioingeniería, de los cuales en el presente subcapítulo se describen los más aplicables a este caso.

#### 3.9.1 Cubiertas vivas

Las cubiertas vivas consisten en un arreglo de troncos de madera formando cuadrados o rectángulos sobre la superficie del talud, lo cual se ilustra en la Figura 3.24. El espacio entre los troncos de madera se rellena con ramas y suelo. Generalmente se colocan dos capas de arreglos de troncos unos encima de otros, formando cajones de aproximadamente 50 centímetros de profundidad.

Este sistema se recomienda utilizarlo en taludes con alta pendiente donde otros sistemas difícilmente pueden sostenerse. Los troncos pueden ser de madera rolliza, bambú o madera aserrada y se arman en tal forma que formen un sistema de pseudopórtico recostado sobre el talud. El sistema debe diseñarse para ser autoportante y poder soportar su propio peso (Suarez Díaz, 1998).

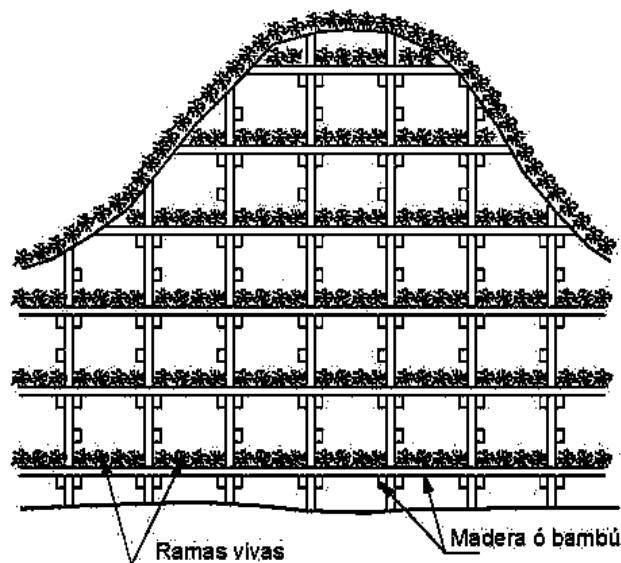


Figura 3.24 Revegetalización utilizando celdas de madera o bambú.

Para la construcción de esta cubierta se recomienda tener en cuenta lo siguiente:

- Se debe excavar una zanja en el pie del talud utilizando una máquina o a mano. Esta zanja debe tener una profundidad mínima de 70 centímetros, en tal forma que la estructura de madera sea adecuadamente cimentada.
- Se coloca la estructura de los travesaños horizontales de madera a espaciamientos de aproximadamente 1.0 metro. Para la colocación de estos travesaños se recomienda construir zanjas, en tal forma que por lo menos la mitad del diámetro del travesaño quede enterrada.
- Se colocan los elementos de madera en la dirección del talud, asegurándolos con los travesaños horizontales. Para sostener el sistema se pueden utilizar estacas, alambre, clavos metálicos, etc.
- Una vez que se ha construido el armazón o estructura, se colocan las ramas y el suelo en capas sub-horizontales con espesores aproximados de 20 centímetros.
- Sobre el sistema de ramas y suelo se puede colocar una malla de protección para ayudar a sostener el sistema, mientras germinan las semillas como se muestra en la Figura 3.25.

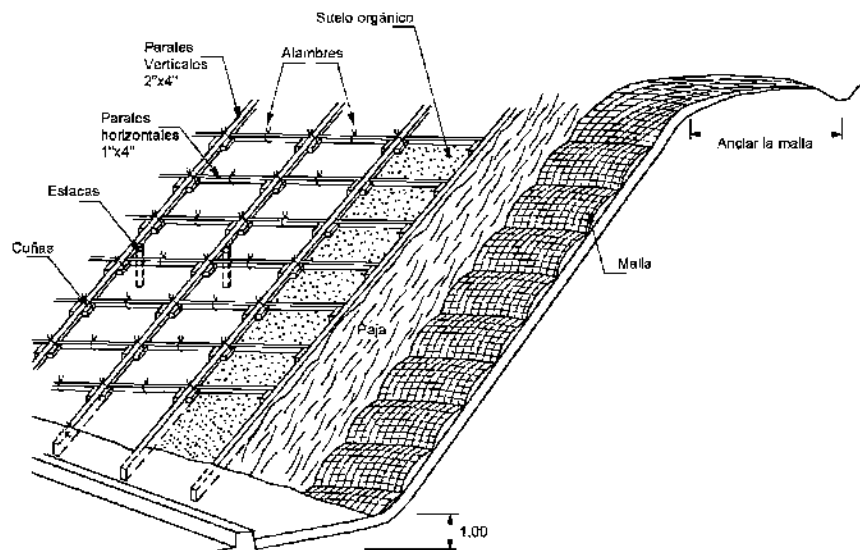


Figura 3.25 Cubiertas vegetales utilizando madera o bambú y vegetación sostenida con una malla.

### 3.9.2 Enzorzado

El enzorzado consiste en estacas vivas enterradas formando hileras, siguiendo aproximadamente las líneas de nivel. Entre las estacas se teje en el campo una red semivertical utilizando ramas y juncos como se muestra en la Figura 3.26. Las ramas pueden sujetarse a las estacas con el sistema

de tejido o adicionalmente mediante la utilización de alambres o sogas. El enzarzado tiene por objeto evitar la formación de surcos y sedimentar los materiales transportados por la escorrentía.

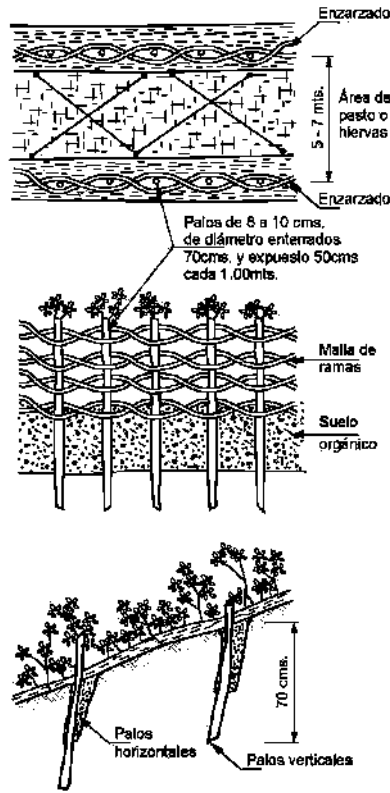


Figura 3.26 Sistema de enzarzado.

### 3.9.3 Taludes en escalera

Los taludes en escalera recubiertos de especies vegetales han sido empleados con éxito en ambientes tan diferentes como en los campos de Ecopetrol en el Magdalena Medio y en la Ciudad de Manizales en Colombia.

El sistema de talud en escalera, impide la aceleración de la escorrentía, aumenta la infiltración en el talud, mantiene la humedad facilitando el crecimiento de la vegetación, recoge los sedimentos de erosión por golpeo de lluvia e impide la formación de surcos de erosión, este sistema se ilustra en la Figura 3.27(Suarez Díaz, 1998).

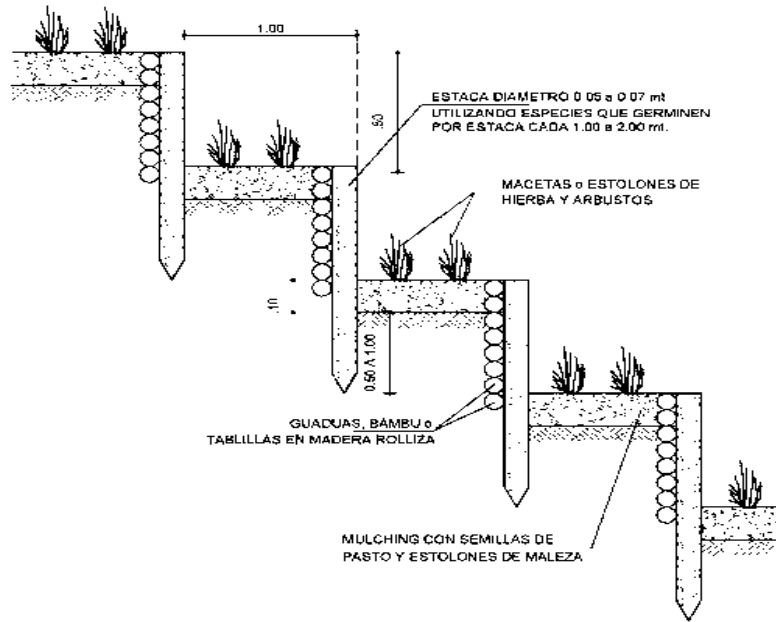


Figura 3.27 Siembra en escalera.

### 3.9.4 Geomalla vegetada

Las capas de hierba o ramas de juncos consisten en ramas cortadas las cuales se colocan en capas, intercalándolas con capas de suelo. Las ramas se colocan en forma entrecruzada o con un sistema de traslape, en tal forma que las puntas salen a la superficie del terreno. Las ramas desde su colocación actúan como barreras de sedimentos y retardadores del flujo. A su vez también refuerzan el talud en forma similar a los geosintéticos en la tierra reforzada. Cuando germinan y se establece la vegetación, la capacidad del refuerzo aumenta por acción de las raíces y el follaje favorece el control de la erosión (Gray y Sotir, 1996).

Las capas de enramados son muy funcionales en terraplenes, las ramas van embebidas entre capas sucesivas de relleno compactado.

Las capas de suelo pueden envolverse con telas sintéticas u orgánicas como yute, fique o refuerzo de geotextil o geomallas, creando un conjunto mucho más confinado y reforzado, este método se ilustra en la Figura 3.28.

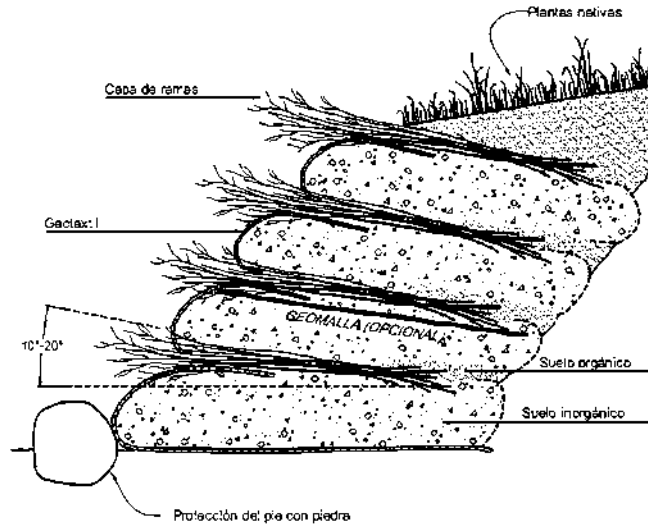


Figura 3.28 Capas de ramas con geotextil.

Para la construcción de las capas de enramados se recomienda tener en cuenta los siguientes criterios (Gray y Sotir 1996):

- La terraza sobre la cual se colocan las capas de ramas debe tener una pendiente hacia atrás de 10 a 20 grados con la horizontal.
- Colocar las ramas entrecruzadas formando una red diagonal.
- Las puntas de las ramas deben alinearse en tal forma que sobresalgan hacia afuera del talud.
- Coloque las capas de suelo compactando ligeramente. Pueden colocarse varias capas de suelo compactado.
- El espaciamiento vertical entre capas de ramas debe ser de 1 a 2 metros (Tabla 3.4).
- El espaciamiento debe ser menor en la parte inferior del talud

Pendiente (nH : mH)	Distancia entre enramados (metros)	
	En líneas de igual nivel	Con pendiente lateral
1.5 a 2 : 1	1.2 a 1.5	1.0 a 1.2
2 : 1 a 2.5 : 1	1.5 a 1.8	1.0 a 1.2
2.5 : 1 a 3 : 1	1.8 a 2.4	1.2 a 1.5
3 : 1 a 4 : 1	2.4 a 3.0	1.5 a 1.8

Tabla 3.4 Espaciamientos recomendados para capas de enramados.

## 4 RESULTADOS Y ANÁLISIS

### 4.1 DESCRIPCION DE LA ZONA DE ESTUDIO

La zona de estudio se encuentra ubicada sobre la autopista Pátzcuaro – Uruapan en el Kilómetro 63. El municipio de Pátzcuaro se encuentra ubicado en el centro del Estado de Michoacán en las coordenadas 19°31' de latitud norte y 101°36' de longitud oeste, a una altura de 2,140 metros sobre el nivel del mar, y limita al norte con el municipio de Tzintzuntzan, al este con el municipio de Huiramba y Morelia, al sureste con el municipio de Tacámbaro, al sur con el municipio de Salvador Escalante y al oeste con el municipio de Tingambato y Erongarícuaro (Figura 4.1).



Figura 4.1 Ubicación del municipio de Pátzcuaro dentro del estado de Michoacán.

Pátzcuaro se encuentra en el centro de la Meseta Purépecha y del Eje Neovolcánico, el principal cuerpo de agua del municipio es el Lago de Pátzcuaro que se localiza en su extremo norte.

El municipio de Pátzcuaro tiene un clima templado subhúmedo con lluvias en verano, la temperatura media anual registrada en la zona sur y sureste del municipio es de 12 a 16 °C, mientras que en el resto del territorio es de 16 a 24 C y la precipitación promedio anual es de 1,000 a 1,200 mm.

Pátzcuaro está cubierto en su mayoría por bosques, sin embargo, gran parte de las zonas planas y bajas ha sido dedicadas a la agricultura, existiendo también pequeñas zonas de pastizal, las principales especies vegetales que se encuentran son pino, encino, cedro, oyamel y junípero.

## 4.2 DETERMINACIÓN DEL PESO VOLUMÉTRICO HÚMEDO DE CAMPO

La prueba se realizó en base a los procedimientos del laboratorio de materiales de la Facultad de Ingeniería Civil “Ing. Luis Silva Ruelas” de la UMSNH, se determinó el peso volumétrico húmedo de campo, esta prueba se realiza labrando pequeñas pastillas con los terrones de suelo extraídos como se muestra en la Figura 4.2.



Figura 4.2 Pastillas de suelo.

Se pesan para determinar el peso húmedo y se determina su volumen por medio de la cantidad de mercurio desalojado en la capsula. De esta forma se obtiene su peso y volumen, con los cuales podemos obtener el peso volumétrico húmedo. Para este caso se realizaron siete pruebas, con la finalidad de alcanzar un promedio de los resultados obtenidos, en la Tabla 4.1 se muestran los cálculos y resultados.

Muestra No.	Peso (grs)	Peso mercurio (grs)	Volumen (cm <sup>3</sup> )	$\gamma_h$ (grs/ cm <sup>3</sup> )
1	24.55	193.84	14.29	1.72
2	22.5	176.08	12.99	1.73
3	25.48	197.53	14.57	1.75
4	23.16	179.31	13.22	1.75
5	23.91	183.56	13.54	1.77
6	22.27	175.74	12.96	1.72
7	30.76	238.15	17.56	1.75
<b>Promedio=</b>				<b>1.74</b>

Tabla 4.1 Peso volumétrico húmedo de campo.

De esta forma se determinó el peso volumétrico húmedo de campo, que resulto de 1.74 grs/cm<sup>3</sup>.



### 4.3 DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD DE CAMPO

Para determinar el contenido de humedad de campo se basó en los procedimientos del laboratorio de materiales “Ing. Luis Silva Ruelas” de la UMSNH, esta prueba se realizó inmediatamente después de la extracción de las muestras, con el fin de reducir la pérdida de humedad. Para determinar el porcentaje de humedad de la muestra se pesaron 200 grs de material húmedo, los cuales se secaron al horno durante 24 horas a una temperatura de  $105 \pm 5^{\circ}\text{C}$ , una vez seco el material, se determinó su peso seco que resultó ser de 137.92 grs, estos datos se sustituyeron en la Fórmula 3.7 para determinar el porcentaje de humedad,

Obteniéndose de esta forma un porcentaje de humedad de campo de 45.01%.

### 4.4 GRANULOMETRÍA

Al determinar la granulometría se pudo observar que la totalidad del material analizado era menor de la malla No.4, por lo cual se prosiguió según lo descrito en el Capítulo 3.2.2 a realizar el lavado del material desde el inicio, en la Figura 4.3 se presenta el material secado al horno (ya lavado).



Figura 4.3 Secado del material producto del lavado.

Una vez lavado el material, se realizó el tamizado de este por las mallas menores de la malla No. 4, como se observa en la Figura 4.4.



Figura 4.4 Tamizado del material.

Los resultados se presentan en la Tabla 4.2.

MALLA	PESO RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA LA MALLA
10	0.40	0.00	0.00	100.00
20	0.90	0.00	0.00	100.00
40	2.30	1.00	1.00	99.00
60	3.20	2.00	3.00	97.00
100	2.00	1.00	4.00	96.00
200	2.00	1.00	5.00	95.00
PASA No.200	189.20	95.00	100.00	0.00
SUMA	200	100.00		

Tabla 4.2 Resultados de la prueba de granulometría.

La granulometría del material es muy fina, en la correspondiente prueba se encontró que el 95% del material pasa la malla No. 200, por lo que de acuerdo al Capítulo 3.1.1 donde se encuentra descrita la clasificación SUCS, esto corresponde a un suelo fino. No se puede graficar la curva granulométrica por medio de esta prueba ya que el 95% del material no se puede tamizar y se desconocen sus tamaños de partícula.

#### 4.5 LÍMITES DE CONSISTENCIA

De acuerdo al procedimiento descrito en el Capítulo 3.3.3, primero se secó, disgrego y cribo el material por la malla No.40, como se muestra en la Figura 4.5.



Figura 4.5 Preparación del material para determinar los Límites de Consistencia.

Este material, menor de la malla No. 40, se saturó con agua destilada y se dejó reposar durante 24 horas. Ya pasadas las 24 horas, se homogenizó la muestra como se muestra en la Figura 4.6.



Figura 4.6 Material homogenizado.

Una vez hecho lo anterior se prosiguió a determinar el Límite Líquido con la ayuda de la copa de Casagrande según el procedimiento antes descrito, en la Figura 4.7 se muestra el material probado en la copa.



Figura 4.7 Material probado en la copa de Casagrande.

De esta forma se realizaron las cuatro determinaciones para obtener el límite, las cuales se encontraron a 19, 24, 29 y 36 golpes. En la Tabla 4.3 se muestran los resultados y en la Figura 4.8 se presenta la curva de fluidez.

Capsula	No Golpes	Peso Capsula + Suelo Húmedo	Peso Capsula + Suelo Seco	Peso del Agua	Peso de la Capsula	Peso del Suelo Seco	Contenido de Agua (W)
1	19	36.25	25.92	10.33	9.84	16.08	64.24%
2	24	37.95	26.5	11.45	8.15	18.35	62.40%
3	29	46.92	34.88	12.04	15.53	19.35	62.22%
4	36	38.57	27.11	11.46	8.36	18.75	61.12%

Tabla 4.3 Resultados de las determinaciones para el límite líquido.

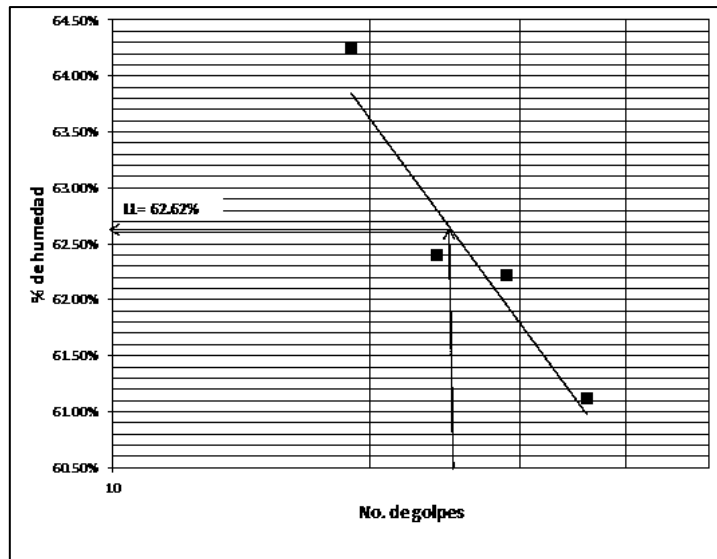


Figura 4.8 Curva de fluidez.

Con lo anterior se determinó el Límite Líquido que es de 62.62%.

Seguido de esto se realizaron las pruebas necesarias para determinar la contracción volumétrica y lineal del material, según el procedimiento descrito en el Capítulo 3.3.5, en la Figura 4.9 se muestran las cápsulas con material necesarias para determinar dichos límites y en la Tabla 4.4 se presentan los resultados.



Figura 4.9 Cápsulas para determinar los Límites de Contracción Volumétrica y Lineal.

Contracción Volumétrica						
Cápsula	Peso Cápsula + Suelo Húmedo	Peso Cápsula + Suelo Seco	Peso del Agua	Peso de la Cápsula	Peso del Suelo Seco	Contenido de Agua (W)
1	39.76	33.94	5.82	24.28	9.66	<b>60.25%</b>
	<b>Peso Hg</b>	<b>Vol. Hg</b>	<b>Vol. Cápsula</b>			
	84.66	6.24	9.64		<b>% C.V. =</b>	<b>25.09%</b>
Contracción Lineal						
Cápsula	Long Final	Long Inicial				
2	9.08	10.13		<b>% C.L. =</b>	<b>10.37%</b>	

Tabla 4.4 Determinación de los Límites de Contracción Volumétrica y Lineal.

Con lo cual se obtuvo un porcentaje de Contracción Volumétrica de 25.09% y un porcentaje de Contracción Lineal de 10.37%.

Por último se determinó el Límite Plástico siguiendo la metodología descrita en el Capítulo 3.3.4, por tal motivo se hicieron tres determinaciones. En la Figura 4.10 se muestran los rollitos de suelo y en la Tabla 4.5 se presentan los resultados.



Figura 4.10 Rollitos para determinar el Límite Plástico.

Cápsula	Peso Cápsula + Suelo Húmedo	Peso Cápsula + Suelo Seco	Peso del Agua	Peso de la Cápsula	Peso del Suelo Seco	Contenido de Agua (W)
1	16.62	14.41	2.21	8.56	5.85	37.78%
2	14.81	13.64	1.17	10.31	3.33	35.14%
3	13.64	12.33	1.31	8.48	3.85	34.03%
					<b>Promedio=</b>	<b>35.65%</b>

Tabla 4.5 Resultados de la determinación del Límite Plástico.

De esta forma se determinó que el Límite Plástico, que fue de 35.65%.

Una vez determinado el Límite Líquido y el Límite Plástico, se calculó el Índice Plástico con la Fórmula 3.4, cuyo valor fue de 26.97%.

De acuerdo a lo descrito en el Capítulo 3.1.1 donde se menciona el desarrollo de la clasificación SUCS, se llegó a la determinación que se trata de un suelo fino de clasificación MH, como se aprecia en la carta de plasticidad presentada en la Figura 4.11, es decir es un limo de alta compresibilidad.

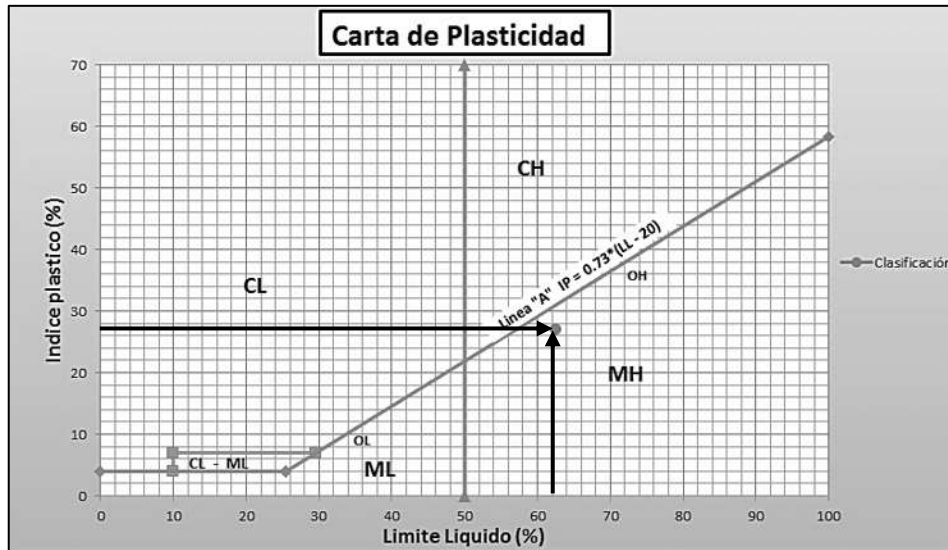


Figura 4.11 Carta de plasticidad.

#### 4.6 PESO VOLUMÉTRICO SECO MÁXIMO

En la presente investigación se realizó la prueba Proctor Estándar aplicando el método A. Siguiendo el procedimiento descrito en el Capítulo 3.4.1, se secó y disgregó el material, para obtener el material necesario para cada una de las determinaciones que se efectuaron, en la Figura 4.12 se muestra una porción de material ya preparado para iniciar la prueba. A cada una



de estas porciones se le incorporó una cantidad de agua diferente en orden ascendente, se homogenizó, y se llenó el molde correspondiente en 3 capas, proporcionándole 25 golpes con el pisón a cada una y escurificando las dos primeras capas. En seguida se quitó la extensión del molde, se enrasó el material y se pesó, por último se determinó su contenido de humedad.



Figura 4.12 Material preparado para la prueba Proctor Estándar.

Se realizaron 5 cálculos, con contenidos de humedad de 32.82%, 37.20 %, 42.10%, 43.03% y 46.58%; de tal forma que la curva de compactación quedó bien definida. En la Tabla 4.6 se presentan los resultados y cálculos de la prueba y en la Figura 4.13 se muestra la curva de compactación.

Prueba No.	1	2	3	4	5
Peso molde + suelo húmedo (gr)	3190	3465	3625	3625	3590
Peso molde (gr)	1970	1970	1970	1970	1970
Peso suelo húmedo (gr)	1220	1495	1655	1655	1620
Peso específico húmedo (t/m <sup>3</sup> )	1.30	1.59	1.77	1.77	1.73
No. de Cápsula	1	2	3	4	5
Peso cápsula + suelo húmedo (gr)	293.90	475.50	379.00	408.40	290.30
Peso cápsula + suelo seco (gr)	253.20	386.10	311.10	333.70	235.10
Peso del agua (gr)	40.70	89.40	67.90	74.70	55.20
Peso cápsula (gr)	129.20	145.80	149.80	160.10	116.60
Peso suelo seco (gr)	124.00	240.30	161.30	173.60	118.50
Contenido de agua (%)	32.82	37.20	42.10	43.03	46.58
Peso específico seco (T/m <sup>3</sup> )	0.98	1.16	1.24	1.23	1.18

Tabla 4.6 Cálculos de la prueba Proctor.



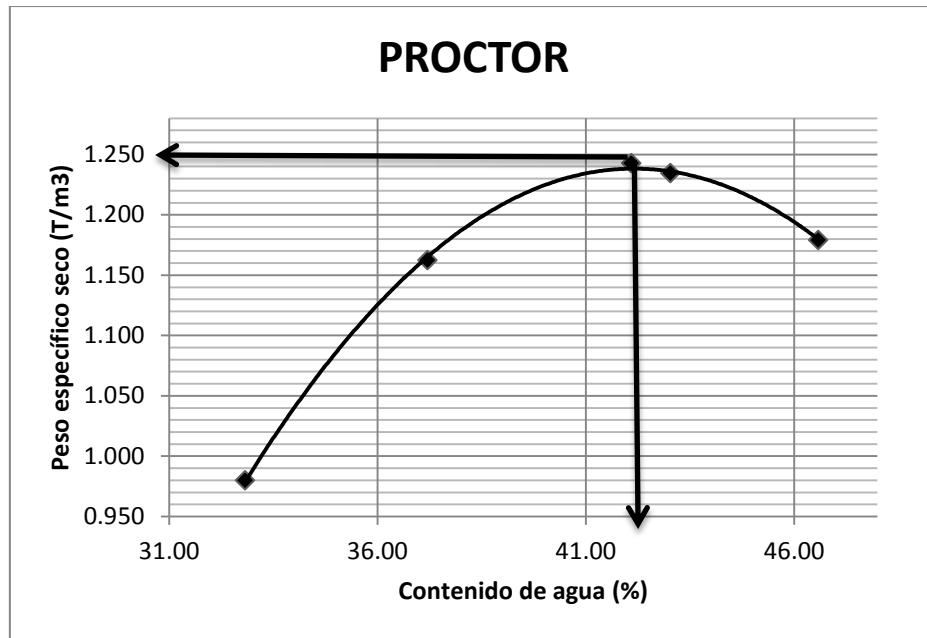


Figura 4.13 Curva de compactación.

Con los resultados anteriores se determinó el Peso Volumétrico Seco Máximo, siendo de 1.243  $\text{ton}/\text{m}^3$  y un Contenido de Humedad Óptimo de 42.10%.

Es de importancia contrastar que el Contenido Óptimo de Humedad es de 42.10% y el Contenido de Humedad de Campo es de 45.01%, con lo cual nos damos una idea de su estado natural, además de que el Peso Volumétrico Natural no está muy alejado del máximo.

#### 4.7 PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE LOS SÓLIDOS

Siguiendo el procedimiento de esta prueba y descrita en el Capítulo 3.5, se inicia con su secado, enseguida se disgregó y cribó una porción del material por la malla No. 40, en la Figura 4.14 se muestra el cribado del material, seguido de esto se colocaron 50 grs de material en un matraz y se le agregó agua destilada hasta la mitad del matraz como muestra la Figura 4.15.



Figura 4.14 Cribado del material para determinar el peso específico relativo de los sólidos.



Figura 4.15 Colocación de muestra y agua destilada en el matraz.

Una vez terminado lo anterior, se extrajo el aire mediante baño María, como muestra la Figura 4.16, y posteriormente se le colocó en vacío mediante la bomba de vacío como muestra la Figura 4.17.



Figura 4.16 Muestras en el proceso del Baño María.



Figura 4.17 Aplicación de vacío en el matraz.

Seguido de esto se llenó el matraz con agua destilada, se secó el agua exterior y dentro del cuello, se pesó y midió su temperatura; terminado lo anterior se depositó toda la muestra en una cápsula de evaporación y se secó al horno, para obtener de esta forma su peso seco.

Este procedimiento se realizó cuatro veces para poder obtener un promedio que sea más adecuado. La Tabla 4.7 presenta los resultados obtenidos.

PRUEBA N°	1	2	3	4
$W_{fsw}$ (gr)	766.20	727.00	763.60	725.40
Temperatura (°C)	26	25	25.5	25.8
$W_{fw}$ (gr)	735.35	695.98	735.42	696.13
N°. Cápsula de evaporación	8	3B	A	3B
Peso Cápsula + muestra seca (gr)	704.90	811.40	807.00	808.60
Peso cápsula (gr)	656.40	763.20	762.00	762.50
$W_s$ (gr)	48.50	48.20	45.00	46.10
$S_s$ (gr/cm <sup>3</sup> )	2.75	2.81	2.68	2.74
<b>Promedio (gr/cm<sup>3</sup>):</b>	<b>2.74</b>			

Tabla 4.7 Resultados en la obtención del Peso Específico Relativo de los Sólidos.

Con lo cual se llegó a determinar el Peso Específico Relativo de los Sólidos que resultó ser de 2.74 gr/cm<sup>3</sup>.

#### 4.8 RESUMEN DE PROPIEDADES ÍNDICE

Ya obtenidas todas las propiedades índice del material, en la Tabla 4.8 se presentan resumidas todas estas.

<b>Resumen de propiedades índice</b>	
Peso volumétrico húmedo de campo	1.74 grs/cm <sup>3</sup>
Granulometría	Suelo Fino
Límite líquido	62.62%
Límite plástico	36.65%
Índice plástico	26.97%
Límite de contracción volumétrica	25.09%
Límite de contracción lineal	10.37%
Clasificación SUCS	MH
Peso volumétrico seco máximo	1.243 ton/m <sup>3</sup>
Contenido de humedad optimo	42.10%
Peso específico relativo de los solidos	2.74 gr/cm <sup>3</sup>

Tabla 4.8 Resumen de propiedades índice.

#### 4.9 CONSOLIDACIÓN

Partiendo del peso volumétrico húmedo natural y el porcentaje de humedad natural del suelo, se elaboró una remoldeada siguiendo el procedimiento utilizado en el laboratorio de materiales “Ing. Luis Silva Ruelas” de la UMSNH, que es la reproducción del peso volumétrico de campo en el laboratorio. Una vez teniendo la remoldeada se prosiguió al labrado del espécimen según marca el procedimiento de la prueba de consolidación descrita en el Capítulo 3.6.1, en la Figura 4.18 se muestra el labrado del espécimen.



Figura 4.18 Labrado del espécimen para consolidación.

Una vez teniendo el espécimen labrado, se pesa el espécimen junto con el anillo. La primera prueba de consolidación se realizó en el consolidómetro B-K, en donde se colocó el espécimen y se fueron aplicando los correspondientes incrementos de carga, en la Figura 4.19 se presenta el consolidómetro B-K trabajando.



Figura 4.19 Consolidómetro B-K.

Se tuvo un problema con este consolidómetro ya que los registros de las lecturas de deformación registraban movimientos ficticios, esto normalmente sucedía en horas de la madrugada entre las 10:00 p.m. y las 6:00 a.m., además las presiones en el consolidómetro tendían a subir lentamente, y en el transcurso de la noche llegaban a aumentar significativamente, por lo cual se optó por emplear otro consolidómetro para tener una prueba más allegada a la realidad.

La segunda prueba se realizó en el consolidómetro “Instrumental”, ya que este actúa mediante la aplicación de carga por medio de pesas y una fuerza de palanca, de esta forma se buscaba eliminar errores en la prueba, pero de igual manera se encontró que los registros de las lecturas de deformación registraban movimientos ficticios, por lo tanto la prueba en ese consolidómetro sería inadecuada.

Habiendo probado estos dos consolidómetros de registro digital, se optó por último emplear un consolidómetro mecánico, para eliminar por completo los errores anteriormente sufridos, el labrado del espécimen se realizó de la misma forma anteriormente descrita, los datos del espécimen al inicio y al final de la prueba se presentan en los Anexos 1.1 y en la Tabla 1 de los Anexos. En el Anexo 1.2 y en la Tabla 2 de los Anexos se muestran los datos generales del espécimen para la realización de la prueba de consolidación.

Se montó en el consolidómetro manual y se realizaron los correspondientes incrementos de esfuerzo que fueron de 0.25, 0.75, 1.75 y 3.75 kg/cm<sup>2</sup>, registrándose sus deformaciones, los registros se muestran en el Anexo 1.3 en las Tablas 3, 4, 5 y 6 de los Anexos. De igual forma se realizó la etapa de descarga del espécimen (-2, -1, -0.5 y -0.25 kg/cm<sup>2</sup>), los registros se muestran en el Anexo 1.4 en las Tablas 7, 8, 9 y 10 de los Anexos.

En las Figura 4.20 se presentan las curvas de consolidación obtenidas en la etapa de carga.

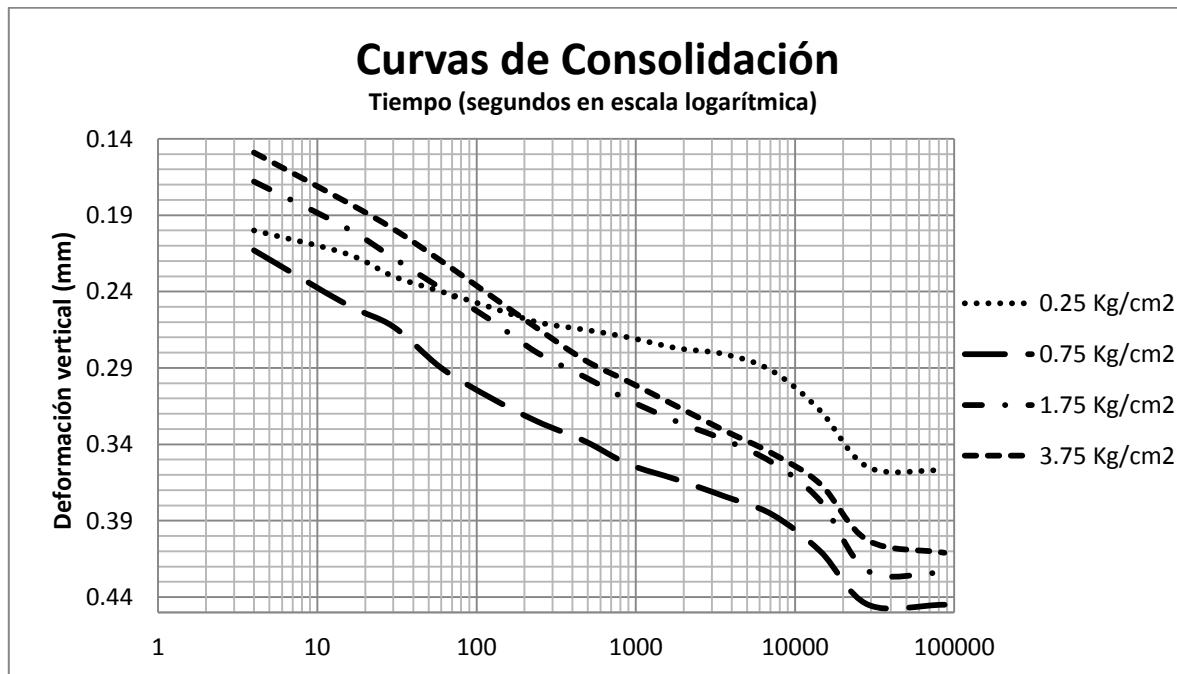


Figura 4.20 Curvas de consolidación.

En la Tabla 4.9 se presentan las Relaciones de Vacíos y el Grado de Saturación inicial y final del espécimen.

<b>Altura final de la muestra (mm)</b>	18.93
<b>Altura inicial del agua (mm)</b>	9.41
<b>Altura final del agua (mm)</b>	11.62
<b>Relación de vacíos inicial</b>	1.20
<b>Relación de vacíos final</b>	1.08
<b>Grado de saturación inicial (%)</b>	0.86
<b>Grado de saturación final (%)</b>	1.18

Tabla 4.9 Relaciones de vacíos y grado de saturación inicial y final del espécimen.

Continuando con la etapa de cálculo en la Tabla 4.10 se presentan los cálculos para determinar las relaciones de vacíos y de esta forma graficar la curva de compresibilidad, que se muestra en la Figura 4.21.

<b>Presión</b>	<b>Deformación lineal <math>\delta</math></b>	<b>Deformación unitaria <math>\epsilon</math></b>	<b>Espesor comprimido <math>H_1</math></b>	<b>H-Hs</b>	<b>e</b>
<b>kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>mm</b>	<b>%</b>	<b>mm</b>	<b>mm</b>	<b>-</b>
<b>0</b>	0	0	20	10.90	1.20
<b>0.25</b>	0.36	1.78	19.64	10.54	1.16
<b>0.75</b>	0.80	4.01	19.20	10.09	1.11
<b>1.75</b>	1.23	6.13	18.77	9.67	1.06
<b>3.75</b>	1.64	8.18	18.36	9.26	1.02
<b>1.75</b>	1.56	7.8	18.44	9.34	1.03
<b>0.75</b>	1.44	7.2	18.56	9.46	1.04
<b>0.25</b>	1.32	6.62	18.67	9.57	1.05
<b>0</b>	1.13	5.65	18.87	9.77	1.07

Tabla 4.10 Determinación de la Relación de Vacíos.

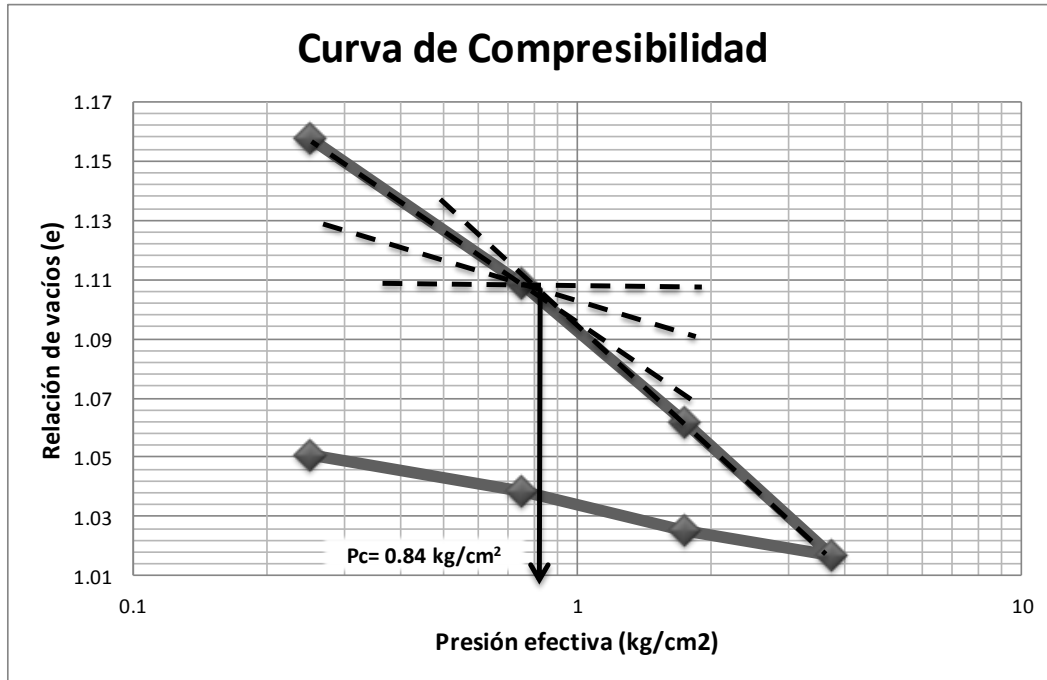


Figura 4.21 Curva de compresibilidad.

De esta curva se concluyó que la carga de preconsolidación es de  $0.87 \text{ kg/cm}^2$ .

#### 4.10 CORTE DIRECTO

Para iniciar la prueba, se hizo una remoldeada siguiendo el procedimiento utilizado en el laboratorio de materiales “Ing. Luis Silva Ruelas” de la UMSNH, ya que no se contaba con una muestra inalterada del suelo, en la Figura 4.22 se muestra la remoldeada.



Figura 4.22 Remoldeada destinada a prueba de corte directo.



En la realización de esta remoldeada, se tuvieron varios problemas, que se fueron resolviendo conforme se avanzaba en la experimentación, de esta forma se llegó a las conclusiones siguientes:

- El porcentaje de compactación se tuvo que reducir a un 95% del natural, ya que reproduciendo el espécimen al 100% de su peso volumétrico húmedo, este se comporta de forma altamente expansivo lo que es contraproducente, ya que no se llega a estabilizar en la etapa de consolidación debido a la absorción de agua que presenta, en la Figura 4.23 se muestra la curva de consolidación de un espécimen probado al 100% de su peso volumétrico húmedo, En esta etapa es importante recordar que uno de los fines de la presente investigación es calcular su resistencia al corte, por otra parte la expansibilidad que tiene este material es un tema que se sale del área de investigación del presente trabajo.
- El material usado para la realización de la remoldeada no debe ser rehusado, es decir, solo se puede utilizar una sola vez, ya que con el uso progresivo del mismo material este tiende a aumentar su resistencia cada vez más.
- Todo el procedimiento necesario para hacer la remoldeada, se deberá de hacer dentro de un cuarto húmedo.
- A la hora de colocarle el agua al material, se le debe colocar un 3% extra de agua, esto para reducir la pérdida de agua al manipular el material.
- La remoldeada se debe utilizar inmediatamente después de su hechura, para evitar la pérdida de humedad por evaporación.

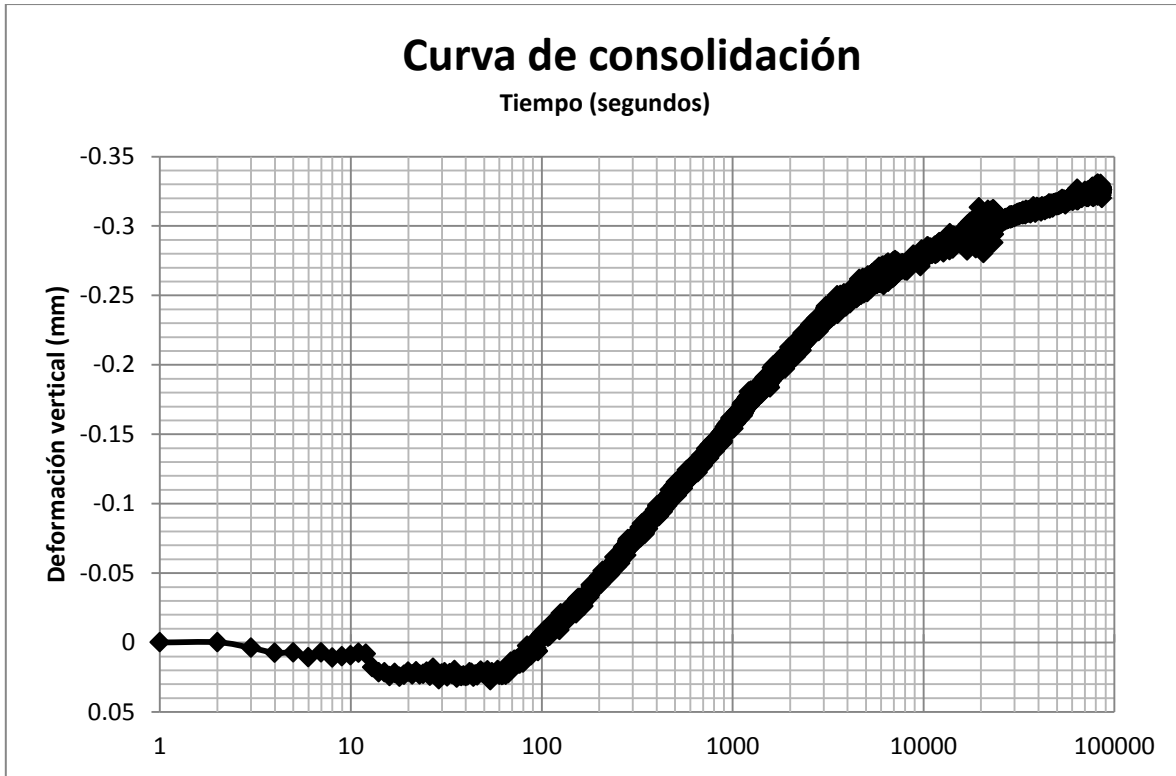


Figura 4.23 Curva de consolidación de un espécimen probado al 100% de su peso volumétrico húmedo de campo.

De la remoldeada se labró el espécimen para probar a corte según marca el procedimiento descrito en el Capítulo 3.7.4, este debe tener una altura de 3.50 cm para que quede al ras en la caja de corte directo, y su diámetro deberá de ser de 4.95 cm. En esta parte, primero se intentó labrar el espécimen con la ayuda solamente de la caja de corte directo, al ver las dificultades que se tenían se optó por fabricar un anillo que ayudara a labrar el espécimen.

Por tal motivo se diseñó y realizó un anillo de 5.05 cm de diámetro y 5 cm de altura, de tal forma que este se introdujera en la remoldeada y así se obtuviera un espécimen de 5.05 cm de diámetro y una altura mayor de 5 cm, con lo cual solo se requería cortar el espécimen a la altura de 3.5 cm y reducir el diámetro a 4.95 cm. Esto facilitó el labrado del espécimen, además ayudó ya que también se reducían los vacíos que se obtenían al labrar el espécimen, esto con la ayuda de tan solo la caja de corte directo. En la Figura 4.24 se muestra el anillo en contacto con la remoldeada.



Figura 4.24 Anillo que se diseñó para facilitar el labrado de muestras.

Posteriormente se vio la necesidad de introducir el anillo en la remoldeada de una forma más constante y lenta en cuanto a su velocidad, por lo que optó por labrar un cilindro un poco más grueso que el anillo y de la altura de la remoldeada, enseguida se colocó en una prensa y se ubicaba el anillo en la parte superior, para ir introduciendo el anillo en la remoldeada poco a poco, la Figura 4.25 ilustra lo anterior.



Figura 4.25 Labrado del espécimen con ayuda del anillo y la prensa.

Ya introducido el anillo en la remoldeada, se colocan las placas huecas en la parte inferior de la prensa y sobre estas se apoya el anillo con la muestra, arriba del anillo se coloca un cabezal en donde se le aplica la carga para que el espécimen vaya siendo desalojado del anillo de una forma lenta, esto ayuda para no afectar el espécimen, lo anterior se muestra en la Figura 4.26.



Figura 4.26 Extracción del espécimen, con la ayuda de la prensa.

Con este procedimiento se labra el espécimen de mejor forma, ya que no se rompe la estructura del suelo, y se minimizan los vacíos que se producen en el labrado del espécimen, la Figura 4.27 muestra el espécimen extraído y las piezas utilizadas.



Figura 4.27 Especimen extraído e instrumentos utilizados.

Ya obtenido este espécimen, lo que prosiguió fue reducir el diámetro del espécimen para que pudiera entrar en la caja de corte directo, esto se hace colocando el espécimen arriba del orificio de la caja de corte y cortando el exceso de suelo, para que el espécimen pueda pasar a lo largo de la caja de corte directo como se muestra en la Figura 4.28.



Figura 4.28 Reducción del diámetro del espécimen con ayuda de la caja de corte.

Después de esto se corta el espécimen a una altura de 3.5 cm, con ayuda de la caja para cortar las caras al ras y de esta forma queden completamente horizontales, la Figura 4.29 a) y b) muestran el cortado del espécimen.



a)



b)

Figura 4.29 Cortado del espécimen, mostrando la caja metálica.

Una vez cortado el espécimen a la altura y diámetro indicado se miden sus dimensiones reales y se obtiene el peso inicial del espécimen. Con este procedimiento se obtiene el espécimen y se está en posición de comenzar la prueba.

Ya labrado el espécimen, este se coloca dentro de la caja de corte directo, con cuidado de no romper la estructura del suelo a la hora de introducirlo dentro de la caja, la caja consta de dos

piedras porosas metálicas, dos papeles filtros, una placa base, un cabezal, dos mitades de la caja de corte y dos tornillos fijadores, lo anterior se muestra en la Figura 4.30.



Figura 4.30 Partes que integran la caja de corte directo.

Para armar la caja, primero se colocan las dos mitades de la caja en posición (una sobre la otra y que embonen), se colocan los tornillos de fijación, después se coloca la placa base dentro de la caja, arriba de ésta se coloca una piedra porosa y un papel filtro; posteriormente se introduce el espécimen dentro de la caja, arriba del espécimen se coloca el segundo papel filtro, la segunda piedra porosa y el cabezal de carga. Este es el orden de preparar el espécimen, la Figura 4.31 muestra la caja de corte ya armada con un espécimen dentro.

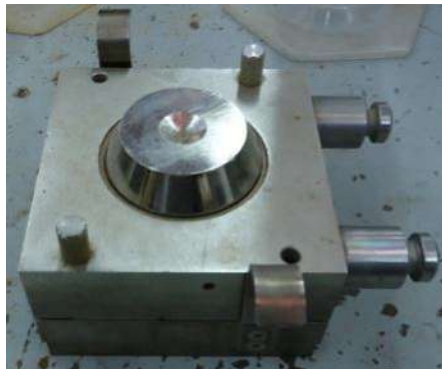


Figura 4.31 Caja de corte directo armada y con su espécimen.

Una vez armada la caja de corte directo, esta se coloca dentro del equipo de corte directo como se muestra en la Figura 4.32.



Figura 4.32 Colocación de la caja de corte directo en el equipo.

Posteriormente se coloca el vástago de carga sobre el cabezal de la caja de corte, y se coloca el medidor digital y mecánico de deformación sobre el vástago de carga, lo anterior se muestra en la Figura 4.33.

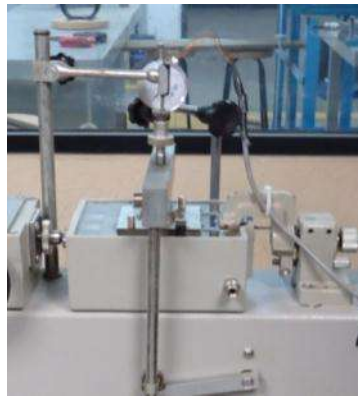


Figura 4.33 Colocación del vástago de carga y los lectores de deformación.

Una vez hecho esto, se enciende la computadora, y se corre el programa para la consolidación del espécimen, primero se verifica que los lectores (vertical, horizontal y de carga) funcionen adecuadamente. Se elige la ruta de guardado (en la computadora) de la prueba a realizar, se llena de agua destilada la base del equipo donde está el espécimen, y se coloca la carga de consolidación; inmediatamente después de la colocación de la carga, se inicia el programa y se empiezan a tomar lecturas con el micrómetro mecánico para verificar la coherencia de los resultados del lector digital. Las lecturas se toman durante 24 horas, cuando se supone que la muestra se estabiliza se baja la carga aplicada, la Figura 4.34 muestra el equipo funcionando de esta forma.





Figura 4.34 Equipo trabajando en la consolidación.

Las cargas que se aplican a los especímenes supusieron esfuerzos normales de 0.627, 0.626, 0.827, 0.837 y 1.034 kg/cm<sup>2</sup>, con lo cual se llegó a obtener la envolvente de falla. En la Figura 4.35 se muestra el programa utilizado de consolidación trabajando.

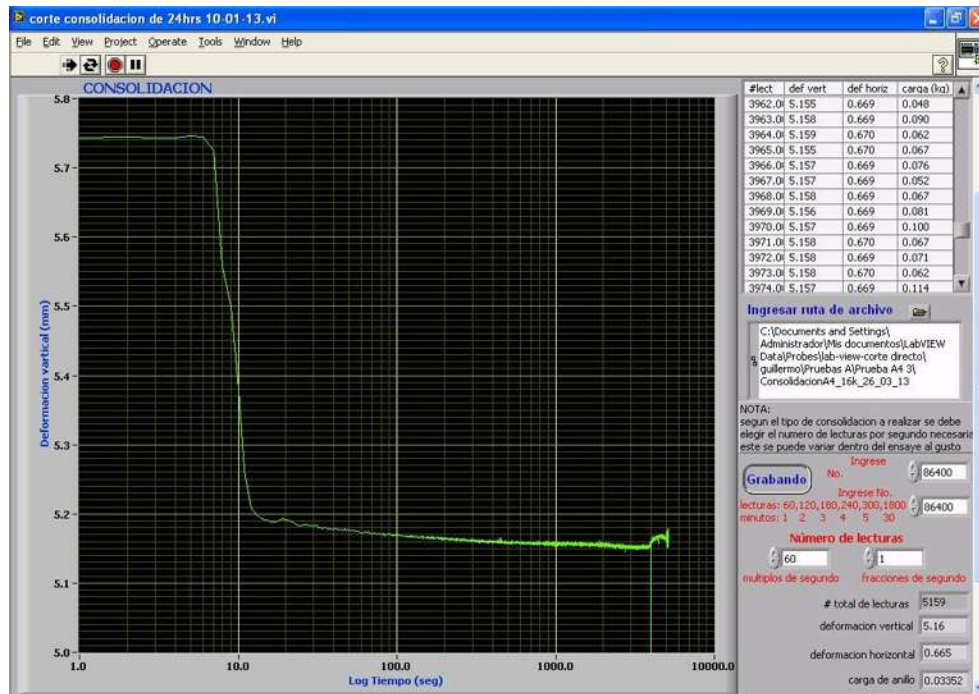


Figura 4.35 Programa utilizado para la prueba de consolidación.

Una vez terminada la etapa de consolidación, se prosigue a probar la muestra a corte, en esta investigación, solo se realizó la prueba consolidada no drenadaCU, la velocidad que se tomó



para la prueba fue de 0.3333 mm/min, con la cual el espécimen se prueba lo suficientemente rápido como para que no haya disipación de la presión de poro.

Para colocar esta velocidad, se busca en las tablas de velocidades del equipo (tablas que proporciona el fabricante), número y tipo de velocidad se necesita colocar en la carátula del equipo, el número de velocidad obtenido fue de 128 y el tipo de velocidad es rápida (3), esto se coloca en la parte derecha del equipo, la Figura 4.36 muestra lo descrito.



Figura 4.36 Colocación de la velocidad en el equipo.

Una vez colocado esto, se posiciona el equipo en Test Post y se quitan los tornillos de fijación de la caja de corte, posteriormente se corre el programa de corte directo y se le da la ruta para guardar los resultados. Por último, se verifican que los lectores de movimiento horizontal, vertical y de carga estén funcionando adecuadamente.

Hecho lo anterior se estará en posición de probar el espécimen, para esto se coloca el botón Power en modo On (en la carátula del equipo), se inicia el programa de corte directo y se coloca el botón Running en posición izquierda. La Figura 4.37 muestra el programa de corte directo funcionando.

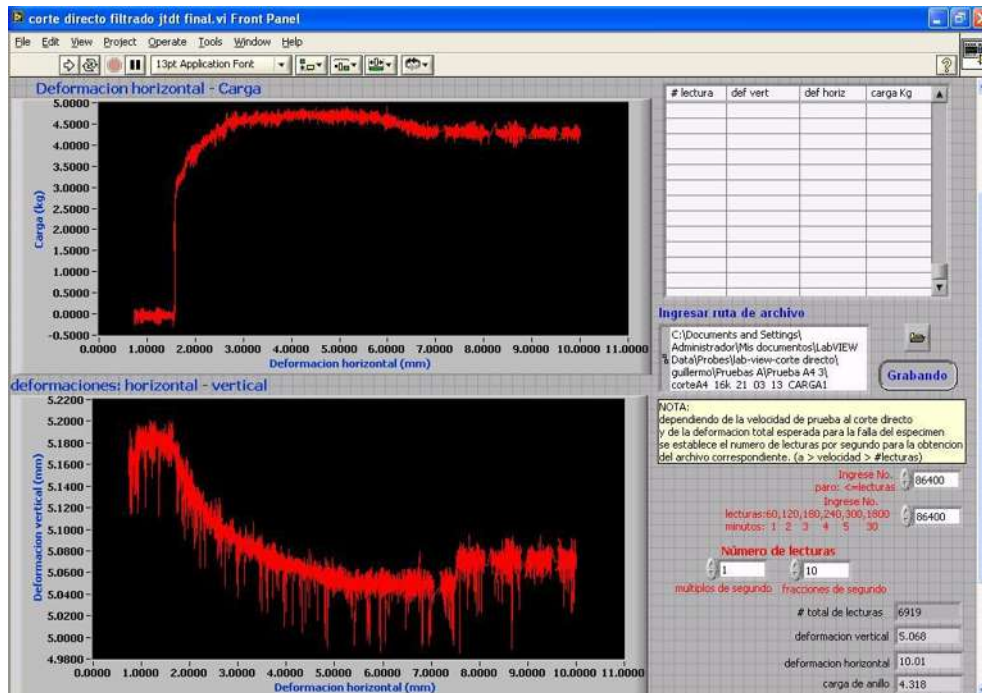


Figura 4.37 Programa de corte directo funcionando.

Una vez terminado el proceso de corte, se prosigue a efectuar el mismo procedimiento en sentido contrario hasta que la caja de corte con el espécimen quede en su posición original, para poder probarlo nuevamente y de esta forma obtener la resistencia residual del suelo, por lo cual el espécimen se prueba a corte 3 veces.

Una vez terminada la prueba, se extrae el espécimen del equipo de corte, se obtiene su peso húmedo después de la prueba y se seca al horno durante 24 horas, al siguiente día se obtiene su peso seco. Con esto se termina la prueba de un solo espécimen a un determinado esfuerzo normal, se tiene que repetir este procedimiento variando el esfuerzo normal con otra muestra. De esta forma se obtiene la envolvente de falla del suelo, y con esto su ángulo de fricción interna y cohesión.

#### 4.10.1 Prueba Uno, con un esfuerzo normal de 0.627 kg/cm<sup>2</sup>

Para el cálculo, lo primero que se tiene que obtener son el diámetro y altura real de la muestra, para cada espécimen se tomaron 4 medidas de sus diámetros y alturas, de esta forma promediarlos y llegar a una medida más certera, con esto poder obtener el área y volumen del espécimen, la Tabla 4.11 muestra las medidas obtenidas en dicho espécimen.

No	Muestra labrada	
	Altura	Diámetro
1	3.5	4.91
2	3.5	4.93
3	3.5	4.95
4	3.49	4.96
<b>Promedio</b>	3.50	4.94

Tabla 4.11 Diámetro y altura promedio del espécimen.

Lo siguiente es la obtención de las humedades del espécimen, la inicial y final, en la Tabla 4.12 se muestran los datos de este espécimen.

Tipo de muestra	Peso	% de humedad
<b>Peso húmedo al inicio de la prueba</b>	107.80 grs	40.73
<b>Peso húmedo al final de la prueba</b>	113.80 grs	48.56
<b>Peso seco</b>	76.60 grs	

Tabla 4.12 Porcentajes de humedad.

La consolidación es la siguiente etapa, en esta se obtienen datos del programa de consolidación de LABVIEW, teniéndose registradas las deformaciones verticales, con lo cual solo se necesita darles inicio en cero, para lo cual a todas las lecturas de deformación se le resta la primera lectura de deformación, a esta columna se le llama "Deformación Vertical Ajustada". En la Tabla 4.13 se muestra parte de los datos obtenidos de este espécimen.

Tiempo (segundos)	Lectura Número	Deformación vertical (mm)	Deformación horizontal (mm)	Carga (kg)	Def. vertical ajustada (mm)
0.0000	1.0000	6.7600	0.8388	0.0714	0.0000
0.0938	2.0000	6.7412	0.8390	0.0619	0.0188
0.2031	3.0000	6.7154	0.8384	0.0383	0.0446
0.2969	4.0000	6.6070	0.8415	0.0572	0.1530
0.3906	5.0000	6.3403	0.8606	0.0666	0.4197
0.5000	6.0000	6.2409	0.8725	0.0619	0.5191
0.5938	7.0000	6.2295	0.8716	0.0572	0.5304
0.7031	8.0000	6.2203	0.8721	0.0808	0.5397
0.7969	9.0000	6.2176	0.8713	0.0477	0.5424
0.8906	10.0000	6.2151	0.8708	0.0714	0.5449
1.0000	11.0000	6.2176	0.8712	0.0761	0.5424
1.0938	12.0000	6.2218	0.8702	0.0572	0.5382
1.2031	13.0000	6.2138	0.8702	0.0619	0.5462
1.2969	14.0000	6.2082	0.8700	0.0856	0.5518
1.3906	15.0000	6.2063	0.8691	0.0619	0.5537
1.5000	16.0000	6.2053	0.8691	0.0903	0.5547
1.5938	17.0000	6.2023	0.8702	0.0666	0.5577
1.7031	18.0000	6.1953	0.8700	0.0761	0.5647
1.7969	19.0000	6.1942	0.8706	0.0761	0.5658
1.8906	20.0000	6.1925	0.8706	0.0714	0.5675
2.0000	21.0000	6.1927	0.8701	0.0477	0.5673
2.0938	22.0000	6.1913	0.8706	0.0761	0.5687
2.2031	23.0000	6.1905	0.8706	0.0714	0.5695
2.2969	24.0000	6.1923	0.8696	0.0666	0.5677

Tabla 4.13 Datos de la Consolidación.

Con estos datos se construye la curva de consolidación, donde graficando Tiempo VS Deformación Vertical Ajustada, la Figura 4.38 muestra la curva de consolidación obtenida en esta prueba.

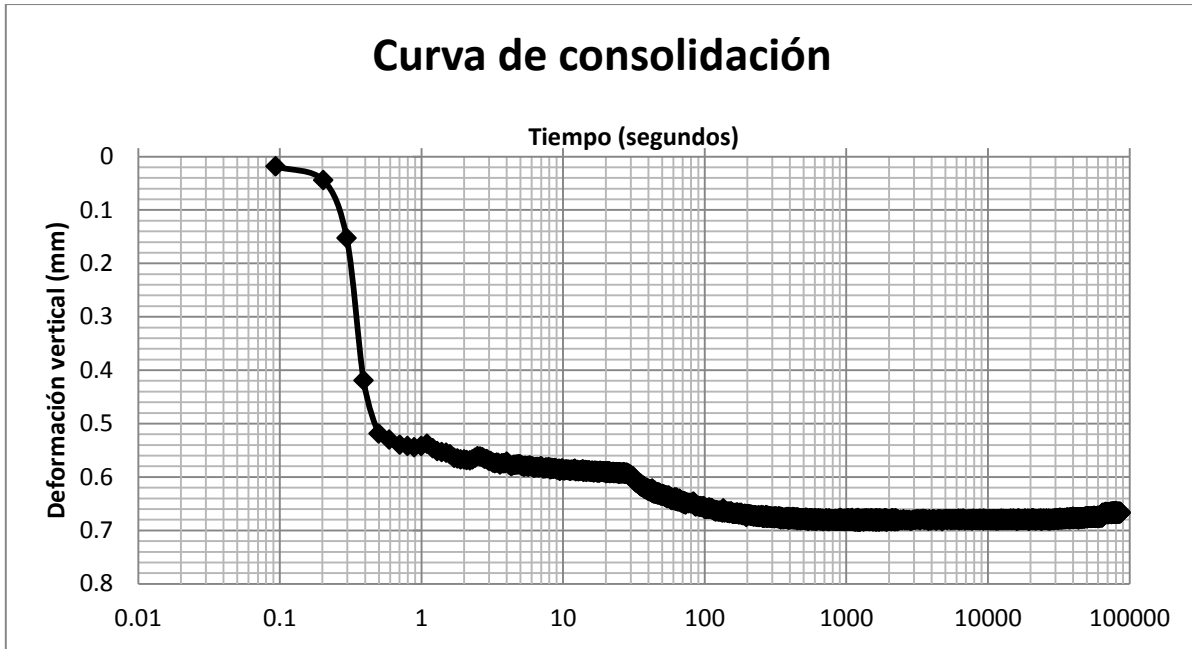


Figura 4.38 Curva de consolidación a 24 hrs.

Enseguida se hace el cálculo de la etapa de corte, lo cual se hizo bajo la norma especificada en el Capítulo 3.7.4.2, para lo cual se necesita de inicio los datos siguientes: radio del espécimen, fuerza vertical aplicada y área del espécimen, con lo cual se calculara de inicio la fuerza normal aplicada que será el cociente de la fuerza vertical y el área del espécimen. La Tabla 4.14 muestra los datos mencionados para este espécimen.

<b>Radio (mm):</b>	<b>R:</b>	24.69
<b>Fuerza v. (Kg)</b>	<b>Fv:</b>	12.00
<b>Área (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A:</b>	19.15
<b>Esfuerzo normal (Kg/cm<sup>2</sup>):</b>	<b><math>\sigma_n</math>:</b>	0.63

Tabla 4.14 Datos para el cálculo de los esfuerzos de corte.

De igual forma que en el caso de la consolidación, en la prueba de corte directo se obtienen datos del programa de LABVIEW, se registra el tiempo, la deformación vertical y horizontal y la carga aplicada; en este caso se tiene que ajustar la deformación horizontal restándole a todas las deformaciones horizontales la primera lectura, seguido de esto se calcula el área corregida basándonos en la norma del Capítulo 3.7.4.2, empleando de esta forma la Fórmula 3.42.

Así mismo se puede calcular el esfuerzo cortante que será el cociente del área corregida y la carga, según indica la Formula 3.41 mostrada en el Capítulo 3.7.4.2. La Tabla 4.15 muestra una parte de los datos obtenido para este espécimen.

Tiempo (segundos)	Deformación vertical (mm)	Deformación horizontal (mm)	Carga (kg)	Deformacion horizontal corregida (mm)	$\alpha$	Area corregida (cm <sup>2</sup> )	$\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )
0.0000	6.0976	0.9112	-0.0344	0.9112	1.5523	18.6973	-0.0018
0.2344	6.0994	0.9056	-0.0581	0.9056	1.5525	18.7000	-0.0031
0.3281	6.0999	0.9055	-0.0676	0.9055	1.5525	18.7001	-0.0036
0.4219	6.0985	0.9064	0.0081	0.9064	1.5524	18.6996	0.0004
0.5313	6.0358	0.9058	-0.0723	0.9058	1.5525	18.7000	-0.0039
0.6250	6.1021	0.9035	-0.0676	0.9035	1.5525	18.7011	-0.0036
0.7344	6.0929	0.9064	-0.0676	0.9064	1.5524	18.6996	-0.0036
0.8281	6.0997	0.9077	-0.0581	0.9077	1.5524	18.6990	-0.0031
0.9219	6.1002	0.9129	-0.0392	0.9129	1.5523	18.6964	-0.0021
1.0313	6.1009	0.9127	-0.0959	0.9127	1.5523	18.6966	-0.0051
1.1250	6.0992	0.9135	-0.0628	0.9135	1.5523	18.6961	-0.0034
1.2344	6.0995	0.9082	-0.0534	0.9082	1.5524	18.6988	-0.0029
1.3281	6.0988	0.9084	-0.1761	0.9084	1.5524	18.6987	-0.0094
1.4219	6.0997	0.9091	-0.0723	0.9091	1.5524	18.6983	-0.0039
1.5313	6.1000	0.9085	-0.0770	0.9085	1.5524	18.6986	-0.0041
1.6250	6.0987	0.9087	-0.0818	0.9087	1.5524	18.6985	-0.0044
1.7344	6.0991	0.9093	-0.0439	0.9093	1.5524	18.6982	-0.0023
1.8281	6.0993	0.9102	-0.0439	0.9102	1.5524	18.6978	-0.0023
1.9219	6.0992	0.9097	-0.0770	0.9097	1.5524	18.6980	-0.0041
2.0313	6.0982	0.9102	-0.0344	0.9102	1.5524	18.6978	-0.0018
2.1250	6.0991	0.9098	-0.0061	0.9098	1.5524	18.6979	-0.0003
2.2344	6.1004	0.9108	-0.0439	0.9108	1.5523	18.6975	-0.0023
2.3281	6.0992	0.9108	-0.0297	0.9108	1.5523	18.6975	-0.0016
2.4219	6.0991	0.9113	-0.0344	0.9113	1.5523	18.6972	-0.0018
2.5313	6.1001	0.9119	-0.0439	0.9119	1.5523	18.6969	-0.0023

Tabla 4.15 Cálculos de la prueba de corte.

Con estos datos se puede calcular el esfuerzo cortante máximo, que para este espécimen fue de 0.27116 kg/cm<sup>2</sup>, su esfuerzo residual último fue de 0.1901 kg/cm<sup>2</sup>, y por último se obtiene la gráfica Deformación Horizontal VS Esfuerzo Cortante, la gráfica de este espécimen se muestra en la Figura 4.39, esta grafica tiene cuatro etapas de corte, esto se hace con la finalidad de encontrar por una parte el esfuerzo cortante máximo y por otro lado el esfuerzo cortante residual, es decir, que esfuerzo cortante resiste después de haber sido fallado una vez.

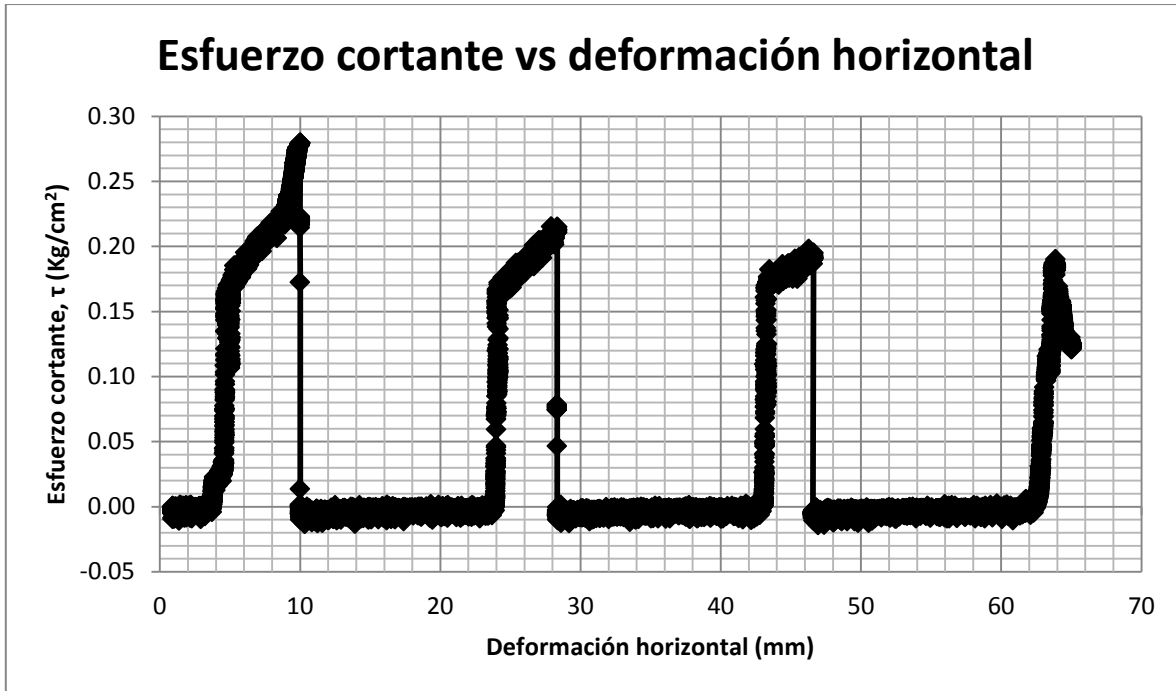


Figura 4.39 Grafica Deformación Horizontal VS Esfuerzo Cortante

#### 4.10.2 Prueba Dos con un esfuerzo normal de $0.626 \text{ kg/cm}^2$

Como se mencionó anteriormente, lo primero que se tiene que obtener son el diámetro y altura real de la muestra, por lo que se tomó del espécimen cuatro medidas de sus diámetros y alturas para de esta forma poder promediarlo y llegar a una medida más certera, y con esto poder obtener el área y volumen del espécimen, en el Anexo 2.1 se muestra la Tabla 11 donde se registran las medidas obtenidas en dicho espécimen.

Lo siguiente es la obtención de las humedades del espécimen, la inicial y final, estas se presentan en el Anexo 2.1 en la Tabla 12.

La siguiente etapa es la de consolidación, parte de los registros de lectura se muestran en el Anexo 2.1 en la Tabla 13, en esta etapa se obtuvo la siguiente curva de consolidación mostrada en la Figura 4.40.

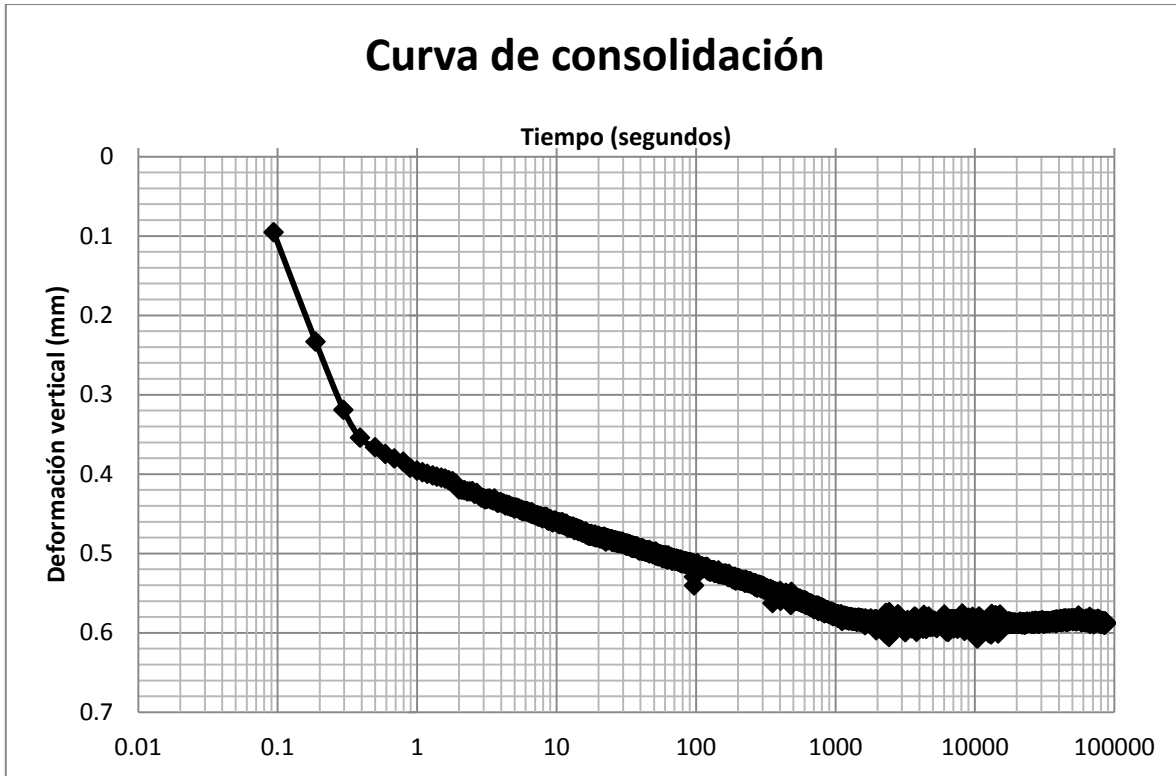


Figura 4.40 Curva de consolidación.

El radio del espécimen, fuerza vertical aplicada y área del espécimen, junto con la fuerza normal aplicada de dicho espécimen se muestran en la Tabla 4.16.

<b>Radio (mm):</b>	<b>R:</b>	24.7
<b>Fuerza v. (Kg)</b>	<b>Fv:</b>	12.00
<b>Área (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A:</b>	19.17
<b>Esfuerzo normal (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\sigma_n</math>:</b>	0.63

Tabla 4.16 Datos para el cálculo de los esfuerzos de corte.

Teniendo los anteriores datos y los datos obtenidos del programa de corte de LABVIEW, se muestran parte de ellos en el Anexo 2.1 en la Tabla 14, se puede calcular el esfuerzo cortante máximo, que para este espécimen fue de 0.22058 kg/cm<sup>2</sup>, en este caso no se calculó el esfuerzo residual ya que este cayó totalmente por lo que se optó por no tomarlo, y por último se obtiene la gráfica Deformación Horizontal VS Esfuerzo Cortante, la gráfica de este espécimen se muestra en la Figura 4.41.



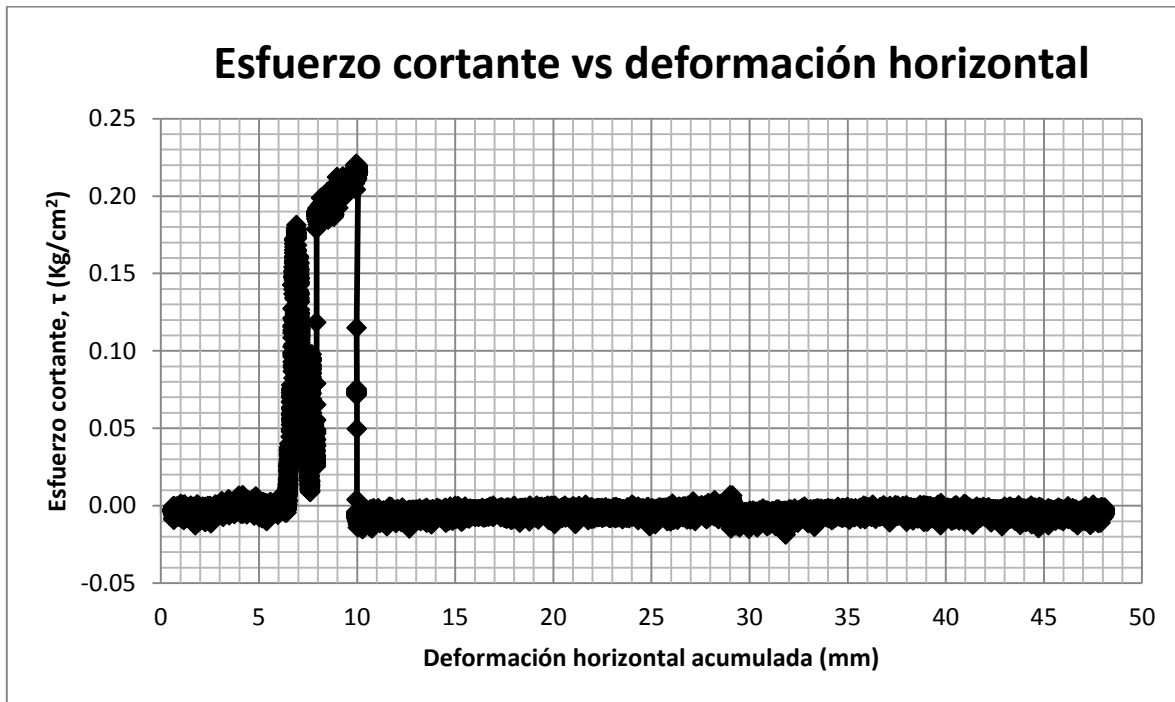


Figura 4.41 Grafica Deformación Horizontal VS Esfuerzo Cortante

#### 4.10.3 Prueba Tres con un esfuerzo normal de 0.827 kg/cm<sup>2</sup>

Siguiendo con el análisis, se toman el diámetro y altura real de la muestra, a cuatro especímenes, de esta forma poder promediarlo y llegar a una medida más certera, y con esto poder obtener el área y volumen del espécimen, esto se presentan en el Anexo 2.2 en la Tabla 15. En seguida se obtienen las humedades del espécimen (inicial y final), estas se presentan en el Anexo 2.2 en la Tabla 16.

La siguiente etapa es la de consolidación, parte de los registros de lectura se muestran en el Anexo 2.2 en la Tabla 17, donde se obtuvo la curva de consolidación mostrada en la Figura 4.42.

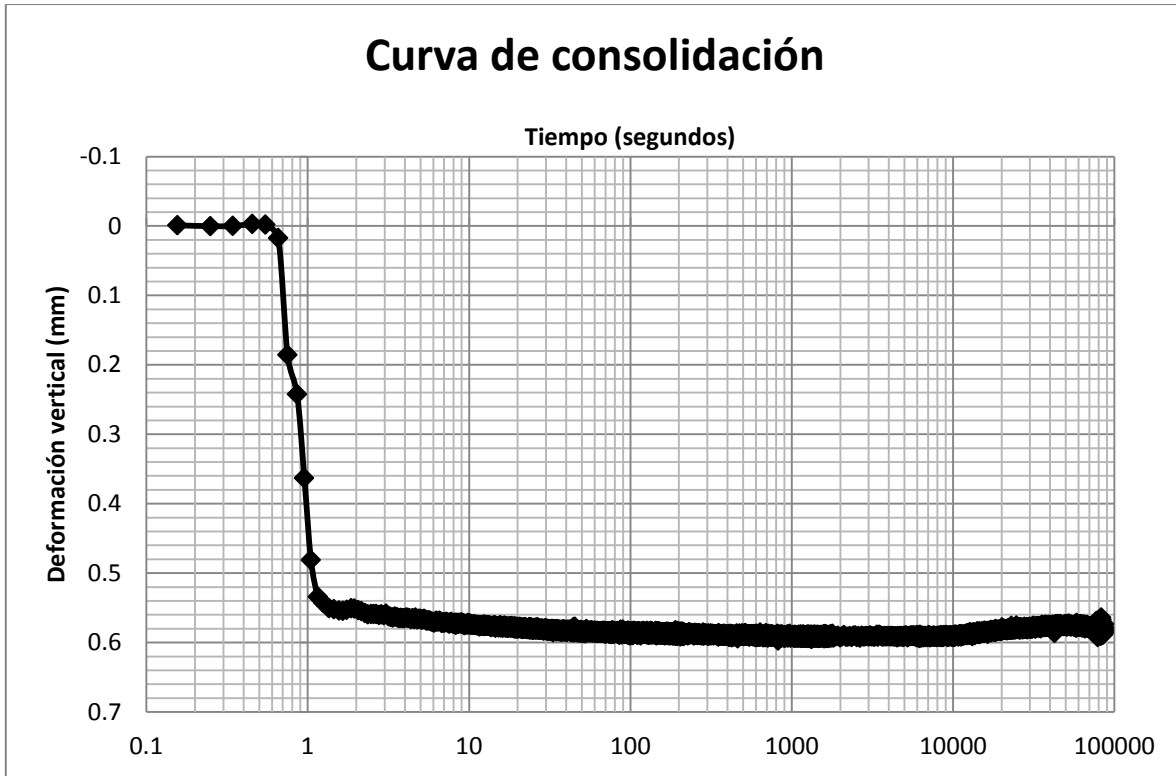


Figura 4.42 Curva de consolidación.

El radio del espécimen, fuerza vertical aplicada y área del espécimen, junto con la fuerza normal aplicada de dicho espécimen se muestran en la Tabla 4.17.

<b>Radio (mm):</b>	<b>R:</b>	24.81
<b>Fuerza v. (Kg)</b>	<b>Fv:</b>	16.00
<b>Área (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A:</b>	19.34
<b>Esfuerzo normal (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\sigma_n</math>:</b>	0.83

Tabla 4.17 Datos para el cálculo de los esfuerzos de corte.

Los datos anteriores y los datos obtenidos del programa de corte de LABVIEW, se muestran en el Anexo 2.2 en la Tabla 18, se puede calcular el esfuerzo cortante máximo, que para este espécimen fue de  $0.3099 \text{ kg/cm}^2$ , el esfuerzo residual obtenido fue de  $0.2862 \text{ kg/cm}^2$ , y por último se obtiene la gráfica Deformación Horizontal VS Esfuerzo Cortante, la gráfica de este espécimen se muestra en la Figura 4.43.

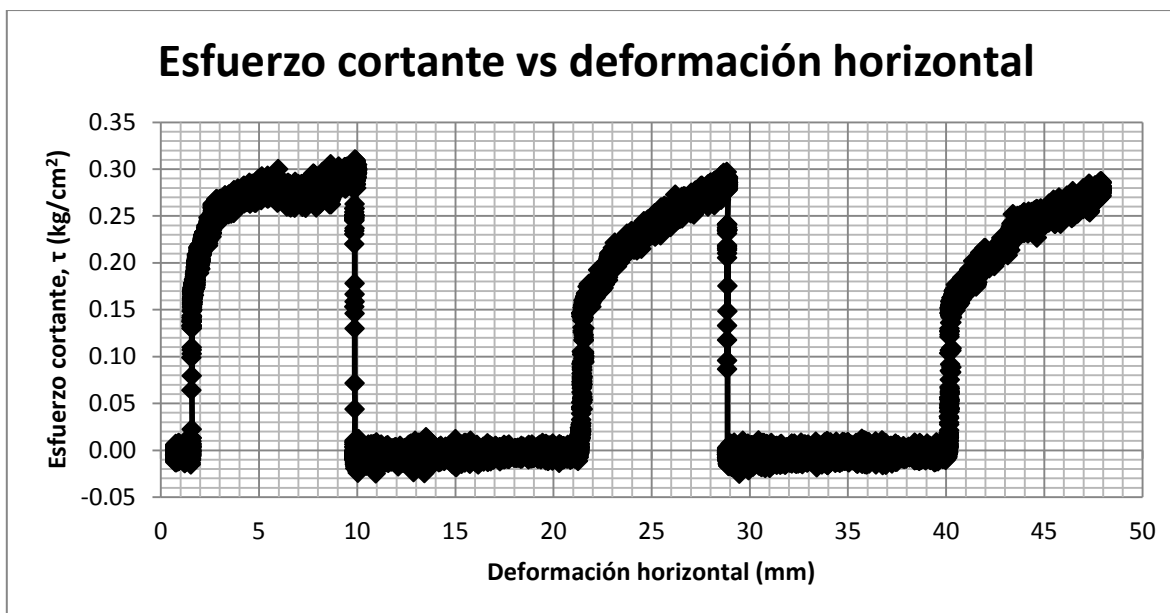


Figura 4.43 Grafica Deformación Horizontal VS Esfuerzo Cortante.

#### 4.10.4 Prueba Cuatro con un esfuerzo normal de $0.837 \text{ kg/cm}^2$

Se continúa con el procedimiento, por lo que se obtienen el diámetro y altura real de la muestra, se tomaron cuatro medidas de sus diámetros y alturas, de esta forma promediarlos y con esto poder obtener el área y volumen del espécimen, esto se presentan en el Anexo 2.3 en la Tabla 19.

Se obtuvo las humedades (inicial y final), estas se presentan en el Anexo 2.3 en la Tabla 20. Para la consolidación parte de los registros de lectura se muestran en el Anexo 2.3 en la Tabla 21, donde se obtuvo la curva de consolidación mostrada en la Figura 4.44.

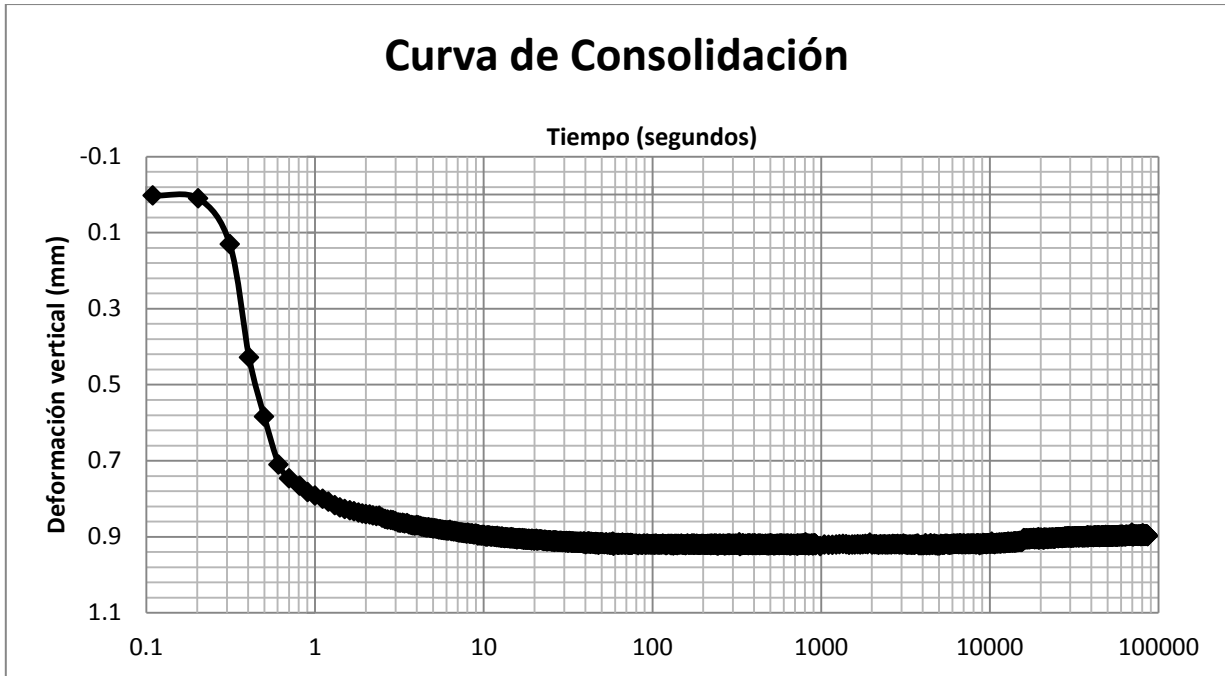


Figura 4.44 Curva de consolidación.

El radio del espécimen, fuerza vertical aplicada y área del espécimen, junto con la fuerza normal aplicada de dicho espécimen se muestran en la Tabla 4.18.

<b>Radio (mm):</b>	<b>R:</b>	24.66
<b>Fuerza v. (Kg)</b>	<b>Fv:</b>	16.00
<b>Área (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A:</b>	19.11
<b>Esfuerzo normalσ:</b>		0.84
<b>(Kg/cm<sup>2</sup>)</b>		

Tabla 4.18 Datos para el cálculo de los Esfuerzos de Corte.

Teniendo los datos anteriormente descritos y los obtenidos del programa de corte de LABVIEW, se muestran parte de ellos en el Anexo 2.3 en la Tabla 22, se puede calcular el esfuerzo cortante máximo, que para este espécimen fue de 0.3643 kg/cm<sup>2</sup>, el esfuerzo residual obtenido fue de 0.3009 kg/cm<sup>2</sup>, y por último se obtiene la gráfica Deformación Horizontal VS Esfuerzo Cortante, la gráfica de este espécimen se muestra en la Figura 4.45.

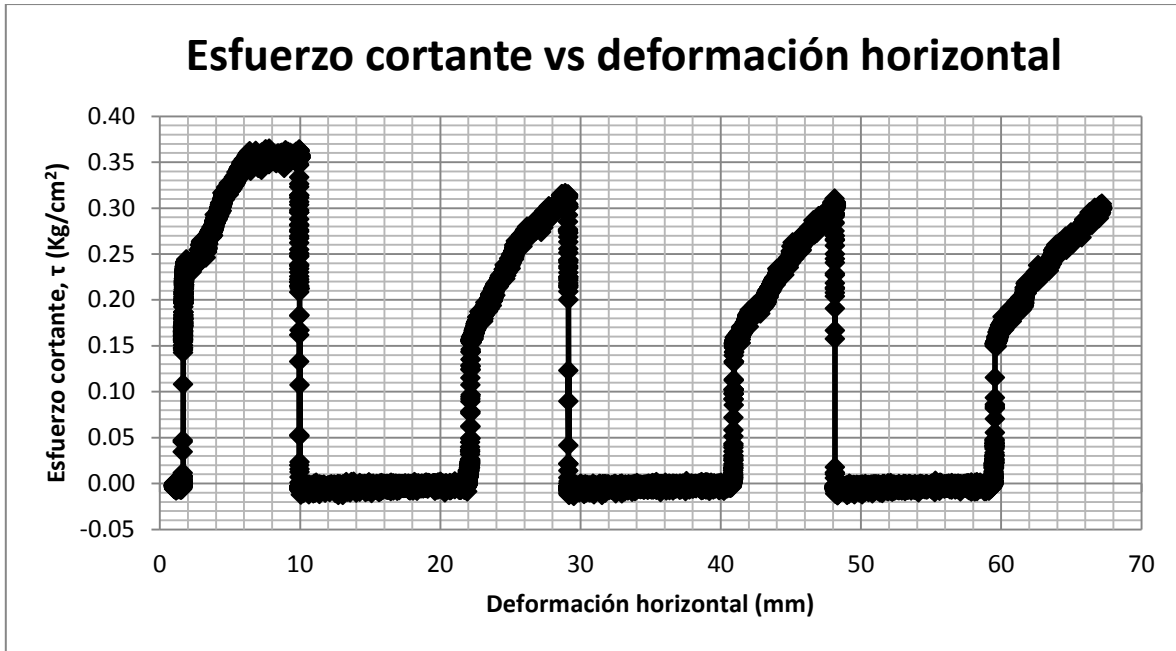


Figura 4.45 Grafica Deformación horizontal VS Esfuerzo cortante.

#### 4.10.5 Prueba Cinco con un esfuerzo normal de 1.034 kg/cm<sup>2</sup>

Se miden el diámetro y altura real de cuatro muestras con la finalidad de sacar un promedio y llegar a una medida más certera, esto se presentan en el Anexo 2.4 en la Tabla 23. Se calculan las humedades (inicial y final), estas se presentan en el Anexo 2.4 en la Tabla 24.

Los registros de la consolidación se muestran en el Anexo 2.4 en la Tabla 25, donde se obtuvo la curva de consolidación mostrada en la Figura 4.46.

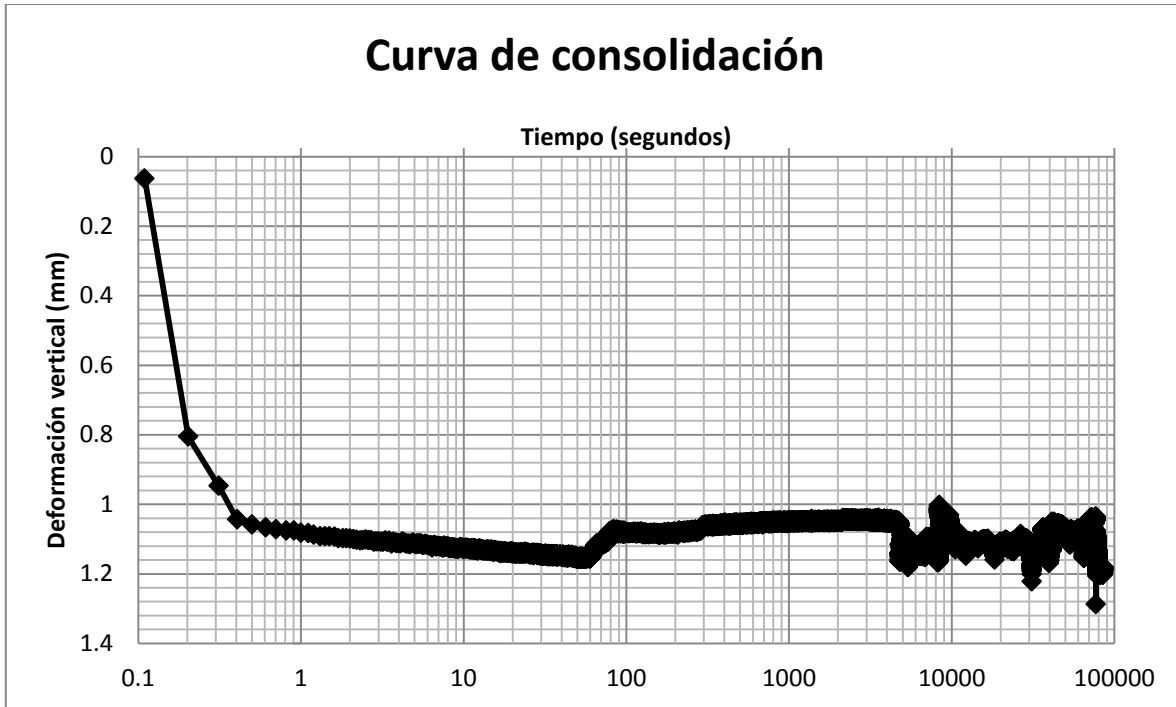


Figura 4.46 Curva de consolidación.

El radio del espécimen, fuerza vertical aplicada y área del espécimen, junto con la fuerza normal aplicada de dicho espécimen se muestran en la Tabla 4.19.

<b>Radio (mm):</b>	<b>R:</b>	24.81
<b>Fuerza v. (Kg)</b>	<b>Fv:</b>	20.00
<b>Área (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A:</b>	19.34
<b>Esfuerzo (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>normalσ:</b>	1.03

Tabla 4.19 Datos para el cálculo de los esfuerzos de corte.

Con los datos anteriores y los datos obtenidos del programa de corte de LABVIEW, se muestran parte de ellos en el Anexo 2.4 en la Tabla 26, además se puede calcular el esfuerzo cortante máximo, que para este espécimen fue de 0.4094 kg/cm<sup>2</sup>, el esfuerzo residual obtenido fue de 0.3953 kg/cm<sup>2</sup>, se obtiene la gráfica Deformación Horizontal VS Esfuerzo Cortante, la gráfica de este espécimen se muestra en la Figura 4.47.

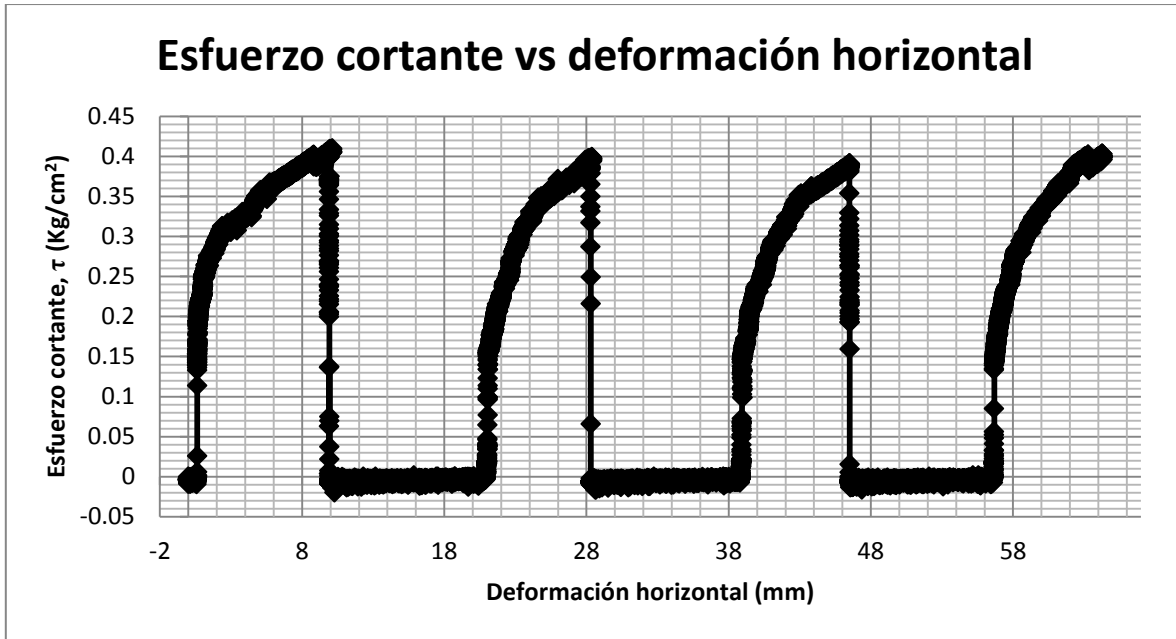


Figura 4.47 Grafica Deformación Horizontal VS Esfuerzo Cortante.

#### 4.10.6 Envolvente de falla en esfuerzos cortantes máximos

De las pruebas anteriores se juntó los esfuerzos cortantes máximos con sus respectivos esfuerzos normales, el resumen de estos datos se muestra en la Tabla 4.20.

Prueba	$\sigma_n$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\tau$ máx. (kg/cm <sup>2</sup> )
1	0.627	0.271
2	0.626	0.220
3	0.827	0.310
4	0.837	0.364
5	1.034	0.409

Tabla 4.20 Resumen de esfuerzos cortantes máximos y normales.

Con la obtención de estos registros se trazó la envolvente de falla del material estudiado, para esfuerzos cortante máximos según lo descrito en el Capítulo 3.7.1, la cual se presenta en la Figura 4.48.

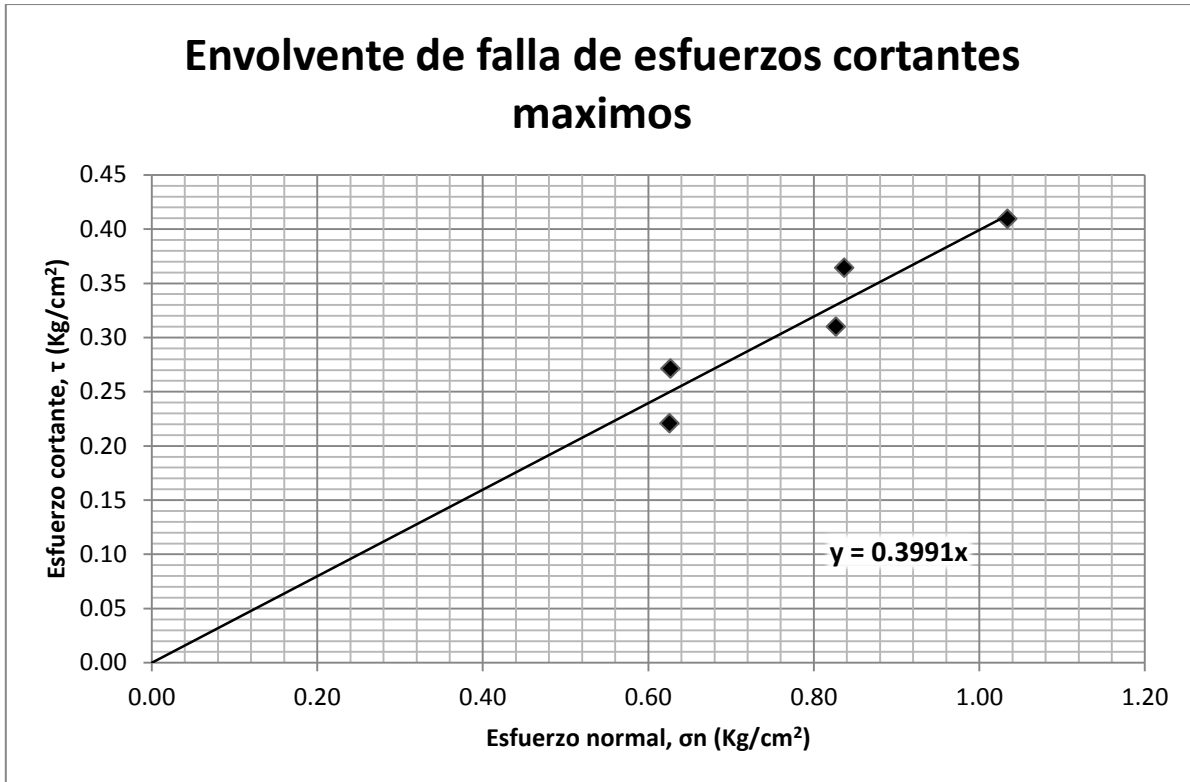


Figura 4.48 Envoltente de falla de esfuerzos cortantes máximos.

Con la envoltente se obtiene la cohesión del material que resulto ser de 0, y por otro lado el ángulo de fricción que es de 21.75°.

#### 4.10.7 Envoltente de falla en esfuerzos cortantes residuales

Igualmente de las pruebas de corte se obtuvieron los esfuerzos cortantes residuales con sus respectivos esfuerzos normales, el resumen de estos registros se muestra en la Tabla 4.21.

Prueba	$\sigma_n$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\tau$ máx. (kg/cm <sup>2</sup> )
1	0.627	0.190
3	0.827	0.286
4	0.837	0.301
5	1.034	0.395

Tabla 4.21 Resumen de Esfuerzos Cortantes Residuales y Normales.



Con estos registros, se trazó la envolvente de falla del material para los esfuerzos cortantes residuales según lo descrito en el Capítulo 3.7.1, la cual se presenta en la Figura 4.49.

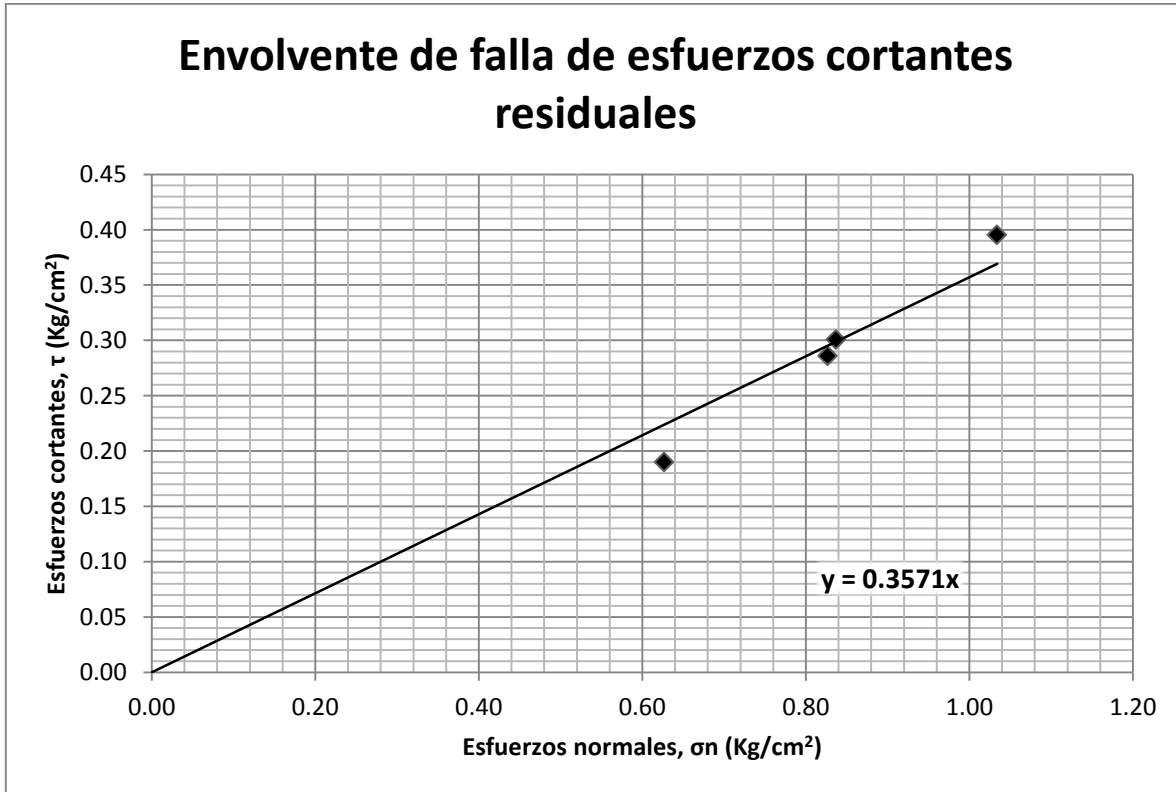


Figura 4.49 Envolvente de falla de esfuerzos cortantes residuales.

Con la envolvente se obtiene la cohesión del material que resultó ser de 0, así como el ángulo de fricción interno es de 19.65°, que como se aprecia es más bajo que el de la envolvente de esfuerzos cortantes máximos, ya que estos parámetros tienden a bajar después

## 4.11 CACULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD

### 4.11.1 Calculo del FS con la envolvente de esfuerzos cortantes máximos

Con la ayuda del programa GeoStudio, como se describió en el Capítulo 3.8.3, se calculó el factor de seguridad del talud, ingresando los parámetros obtenidos en la envolvente de falla de esfuerzos cortantes máximos, es decir, una cohesión de 0 y un ángulo de fricción de 21.75°, además del peso volumétrico del material en campo, el cual es de 1.74 grs/cm<sup>3</sup>. En la Figura 4.50 se muestran los resultados.

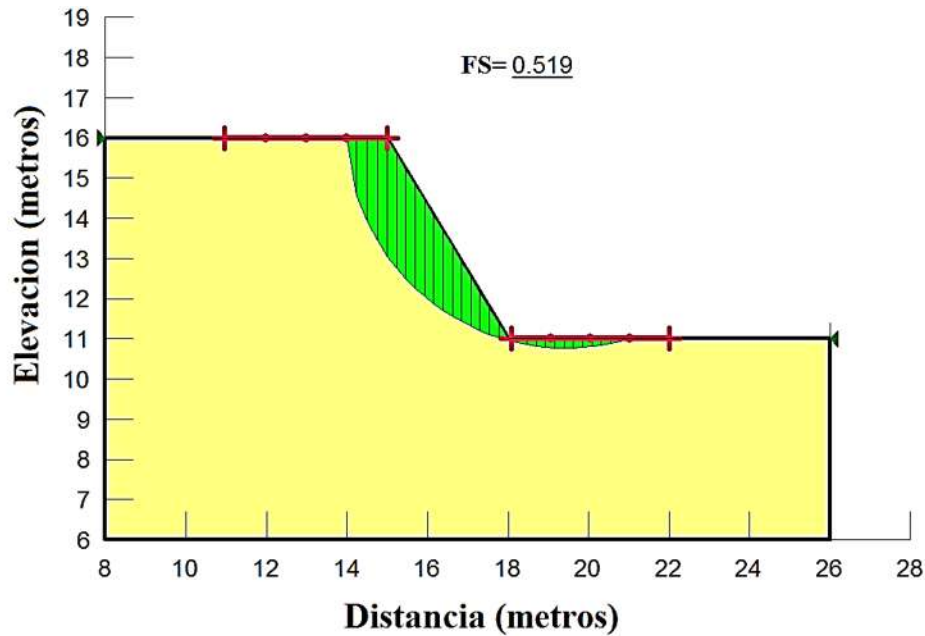


Figura 4.50 Factor de Seguridad obtenido con datos de la envolvente de falla de esfuerzos cortantes máximos.

El talud tiene un factor de seguridad de 0.519, lo cual es demasiado bajo, según Das, 2001 un talud estable se diseña con un factor de seguridad de 1.5, y siendo el factor de seguridad menor de este se observa que el talud es inestable, por lo tanto se ve la importancia de realizar un método de estabilización para dicho talud.

#### 4.11.2 Calculo del FS con la envolvente de esfuerzos cortantes residuales

De igual forma con la ayuda del programa GeoStudio, como se describió en el Capítulo 3.8.3, se calculó el FS del talud pero esta vez ingresando los parámetros obtenidos en la envolvente de falla de esfuerzos cortantes residuales, es decir, una cohesión de 0 y un ángulo de fricción de  $19.65^\circ$ , además del peso volumétrico del material en campo, el cual es de  $1.74 \text{ gr/cm}^3$ . Con lo cual el FS tendera a bajar. En la Figura 4.51 se muestran los resultados.

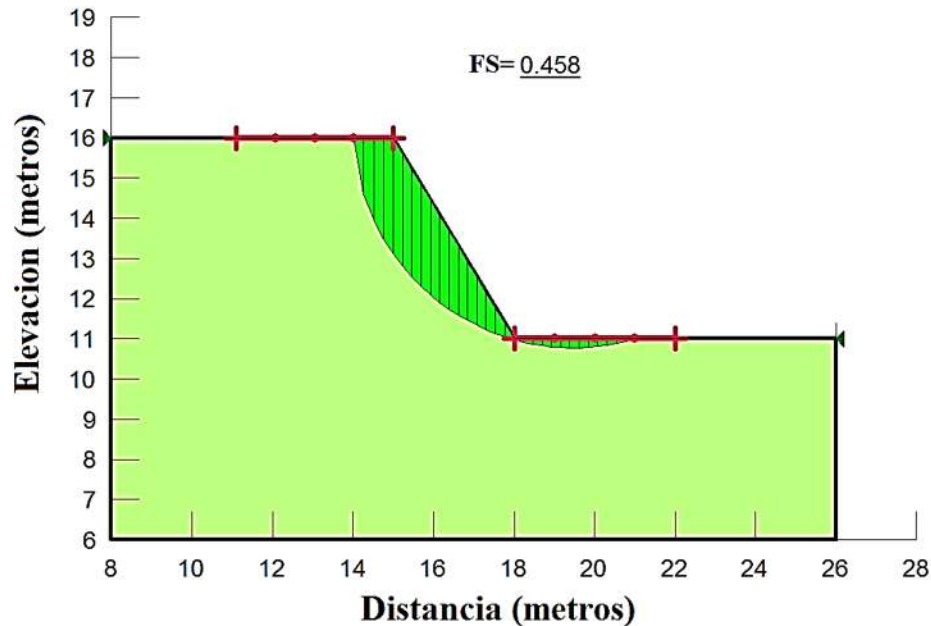


Figura 4.51 Factor de seguridad obtenido con la envolvente de falla de esfuerzos cortantes residuales.

Como se puede apreciar el factor de seguridad resulto aún más bajo, teniendo un valor de 0.458, y teniendo en cuenta que se necesita un factor de seguridad de 1.5 para el diseño de un talud estable según Das, 2001, llegamos a la conclusión que se trata de un talud inestable, estos parámetros de resistencia al corte residual se aplican cuando el suelo ya ha llegado a su falla anteriormente, y se requiere calcular que esfuerzo cortante resiste a pesar de haber fallado con anterioridad, lo cual se propone ya que en el momento de realizarse el corte del terraplén y crearse los taludes, este material se había llegado a la falla en ese momento; de igual forma, se ve la necesidad de aplicar un método para la estabilización del talud.

#### 4.12 PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN ECOLÓGICA

Con los resultados de las pruebas podemos saber que efectivamente el talud es inestable, lo cual en campo no se aprecia muy bien de esta forma ya que solo se vuelve inestable en ciertas ocasiones, esto sucede porque las pruebas de corte directo y consolidación están simplificadas, suponiendo que el suelo se encuentra totalmente saturado, lo cual simplifica los cálculos, pero en la realidad el suelo no está totalmente saturado sino que se encuentra parcialmente saturado, de tal forma que solo se vuelve inestable el talud cuando la cantidad de agua que presenta es suficientemente grande como para disminuir las propiedades mecánicas de este y llevarlo a un estado de inestabilidad. Por todo lo anterior se recomienda realizar posteriormente los estudios necesarios tomando en cuenta que el talud se encuentra parcialmente saturado.

De entre los métodos de estabilización ecológica descritos en el Capítulo 3.9 se eligió el método de cubiertas vivas, el cual se describe en el Capítulo 3.9.1, ya que a diferencia de los otros métodos controla más factores que se presentan en el talud en estudio según Gray y Sotir, 1996; dicho método controla la erosionabilidad de los taludes, lo cual es de gran ayuda ya que con las fuertes lluvias que se presentan en la zona se tiene una gran erosionabilidad de los taludes, además de que controla la infiltración de agua que se da en el suelo; es de importancia mencionar que este método tiene gran efectividad en taludes de pendientes altas, los taludes en estudio tienen una pendiente de  $60^\circ$ , por lo cual el método es adecuado en este contexto, por otro lado también son eficaces en taludes de altura baja o alta.

En este método la superficie del talud se recubrirá con un arreglo de troncos de madera, para lo cual se puede utilizar madera aserrada, formando cuadrados o rectángulos, y se rellena el espacio entre los troncos con ramas y suelo.

## 5 CONCLUSIONES

En los taludes de la autopista Pátzcuaro – Uruapan se presentan deslizamientos muy frecuentemente, siendo estos procesos más recurrentes en el periodo de lluvias, esto sucede cuando el agua se infiltra y el material queda completamente saturado, lo que provoca que el talud quede en un estado de inestabilidad y es cuando se presentan los deslizamientos.

Estos taludes se encuentran ubicados dentro del municipio de Pátzcuaro, en esta área se tienen grandes cantidades de agua producto de la lluvia, la precipitación promedio anual es de 1,000 a 1,200 mm; con lo cual podemos saber que la cantidad de agua que está en contacto con los taludes en épocas de lluvias es muy alta, esto aunado a la capacidad de absorción de agua que tiene el suelo en estudio, nos da una idea del porque el suelo se vuelve inestable principalmente en épocas de lluvia.

- Como se explicó anteriormente el material en estudio es un suelo fino, el 95% de su granulometría se clasifica como suelo fino; este suelo tiene un alto peso volumétrico, que inclusive no está muy alejado de lo que es su peso volumétrico máximo, y sucede lo mismo en cuanto a su contenido de humedad.
- La clasificación de acuerdo al SUCS corresponde a un limo de alta compresibilidad (MH), que tiene un Límite Líquido de 62.62%, por lo cual se puede saber que el suelo tiene la capacidad de absorber gran cantidad de agua y por lo tanto es muy compresible.
- El Índice Plástico resultó de 26.97%, por lo que el suelo es muy expansivo, lo cual se refleja en las primeras pruebas de corte directo, en la Figura 4.25, se muestra la expansión del espécimen, la cual tras 24 horas de carga no llegó a estabilizarse en cuanto a su expansión. De esta forma podemos saber que un gran problema en estos taludes es la presencia de agua, ya que el suelo la absorbe muy rápidamente, y con esto tiende a decrecer sus propiedades mecánicas.
- Así mismo se detectó que el suelo presenta una muy baja resistencia al corte, esto está representado en la prueba de corte directo, dando como máximo para un esfuerzo normal de  $1.034 \text{ kg/cm}^2$  un esfuerzo cortante de  $0.4094 \text{ kg/cm}^2$ , obteniendo un ángulo de fricción de  $21.75^\circ$  el cual es muy bajo, y una cohesión nula, esto con respecto de su resistencia máxima;
- También se calculó su resistencia al corte residual, suponiendo que los taludes al ser cortados en el momento de la construcción de la obra vial, estos fueron fallados y su resistencia al corte debe corresponder a la residual, de esta forma se obtuvo un ángulo de fricción de  $19.65^\circ$  lo cual es coherente por ser más bajo que el obtenido en su resistencia a esfuerzos cortantes máximos, y de igual forma se obtuvo una cohesión nula.

- Aplicando el programa GeoStudio se pudo realizar el cálculo del Factor de Seguridad por medio del método de las dovelas de Bishop, llegando a la propuesta que el talud es inestable. Para este análisis se emplearon los parámetros obtenidos de la resistencia cortante máxima, así como los parámetros de la resistencia cortante residual del suelo, ya que en ambos casos el Factor de Seguridad es menor de uno, por lo que se hace de importancia utilizar un método para estabilizar el talud; es de importancia comentar que los taludes no están en estado de inestabilidad todo el tiempo, esto es debido a que las pruebas realizadas se hicieron con la suposición que el suelo está totalmente saturado, pero en campo el suelo está parcialmente saturado, por lo cual se hace necesario realizar más pruebas suponiendo esta condición del material.
- De los métodos de estabilización ecológicos se llegó a proponer la técnica más efectiva para este talud en estudio, siendo el método de cubiertas vivas, esto por ser un método que tiene gran efectividad en taludes de pendientes altas, además que los taludes en estudio tienen una pendiente promedio de  $60^\circ$  este método es eficaz, así mismo se considera eficiente en taludes con una altura baja o alta, un aspecto muy importante de este método es que controla la erosionabilidad de los taludes, lo cual es muy útil en el talud en estudio ya que se tienen grandes procesos de erosión debido a las fuertes lluvias que ocurren en la zona como ya se mencionaba con anterioridad, por otro lado controla la absorción de agua que tiene el suelo, que es el problema más importante que se tiene que abatir, ya que con la absorción del agua, el suelo inicia a disminuir sus propiedades mecánicas y con esto se llega a condiciones inestables del talud, por lo tanto es la principal causa de los deslizamientos en el talud en estudio.

## 5.1 RECOMENDACIONES

- Para futuras investigaciones se recomienda realizar la prueba de tamaño de partícula, ya que tan solo realizando la prueba de granulometría, no se llega a conocer la curva de distribución granulométrica del material, además de que conociendo la distribución granulométrica por debajo de la malla No. 200 es posible clasificar el suelo por medio de otros sistemas de clasificación, y de esta forma sería conveniente saber qué cantidad de limo y arcilla tiene el material, para poder entender más su comportamiento.
- Así mismo se sugiere que se realice la Prueba de Difracción de Rayos "X", la cual apoyaría en la identificación de los minerales que están presentes en el suelo, lo que permitiría a buscar mecanismos para mejorar el terreno en estudio y tratar de hacerlo estable.
- Buscar técnicas más apropiadas para la realización de las contracunetas, ya que están todas rotas o no están en el sitio adecuado.
- En cuanto a la prueba de consolidación, se hace de importancia realizar más pruebas teniendo como base que el suelo en campo se encuentra parcialmente saturado, y de esta forma llegar resultados más afines.

- También se recomienda, desarrollar un método más eficiente para elaborar el espécimen a probar a corte directo, ya que realizando remoldeadas en el molde Proctor se desperdicia demasiado material, y como ya se mencionó en el Capítulo 4, este material no puede ser reutilizado, por tal motivo es conveniente desarrollar un método en el cual el material desperdiciado sea poco.
- Para posteriores investigaciones, se recomienda realizar más pruebas de corte directo teniendo como base que el suelo en campo se encuentra parcialmente saturado, y de esta forma llegar resultados más afines.

### **RECOMENDACIONES PARA LOS EQUIPOS**

- Se recomienda instrumentar los equipos de consolidación “B-K” e “Instrumental” debidamente, ya que se necesita reducir el ruido que tienen estos por efectos de la variación de la corriente eléctrica, y darle el mantenimiento adecuado al equipo “B-K” ya que como se mencionó en el Capítulo 4, las presiones a las que se sometían los especímenes tienden a incrementarse con el transcurso del tiempo, por lo cual el equipo actualmente no funciona de una forma adecuada.
- De igual forma en el equipo de corte directo, se recomienda por una parte darle el mantenimiento adecuado a los medidores digitales de movimiento horizontal, vertical y carga, ya que comúnmente presentan variaciones no acordes con la realidad, además de instrumentar el equipo con fines de reducir el ruido por efectos de la variación de la corriente eléctrica.
- Se recomienda también, construir un molde de medidas exactas para la elaboración del espécimen a probar a corte directo, ya que el solo hecho de tener que reducir el diámetro del espécimen 1 mm como se realizó en la presente investigación, da lugar a una pequeña pérdida de humedad por efectos de evaporación.

## 6 BIBLIOGRAFIA

Badillo J; Rodríguez R; 2009, Mecánica de suelos tomo 1: Fundamentos de la mecánica de suelos, edit. Limusa, pág. 77-78, 112-113, 127-135, 149-152, 575, 247-253.

Conforth D; 2005, Landslides in practice, edit. Wiley, pág. 3-6.

Das B.; 2001, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, edit. Thomson Learning, pág. 7-14, 29-31, 51-62, 154-155, 207-215, 339-375.

Díaz J; 1998, Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales, edit. UIS. Bucaramanga Pág. 11-23.

Díaz J; 2001, Control de erosión en zonas tropicales, edit. UIS. Bucaramanga, pág. 305-316.

Díaz M;Huezo C; 2012, Construcción de obras de mitigación en la parte alta del deslizamiento de las colinas y sistematización de la experiencia social en la zona sur de Nueva San Salvador.

Gonzales J; 2006, Sistemas de estabilización de taludes y laderas.

Gray D; Sotir R; 1996, Biotechnical and Soil Bioengineering slopes stabilization, edit. Wiley-Interscience, pág. 237-238, 257-258.

Lambe T.; 1991, Mecánica de suelos, edit. Limusa, pág. 44-50

Murthy V.; 2002, Geotechnicalengineering, edit. Marcel Dekker, pág. 207-213.

Norma española UNE 103401,1998

Ortuño L; Murillo T; 2010, Estabilización de taludes mediante pilotes.

Reynares M; Franco F; Zanardi L; Morbidoni N; Schreider M; 2003, Análisis de erosiones y estabilidad de taludes para el diseño de protecciones marginales.

Villalaz C; 1979, Mecánica de suelos y cimentaciones, edit. Limusa, pág. 53-70, 71-82, 83-100.

<http://www.maccaferri.com.mx/>

---

## ANEXOS



## 1 Consolidación

### 1.1 Datos del espécimen al inicio y al final de la prueba

Determinación de W	Al principio de la prueba	Al final de la prueba
Anillo y Vidrio N°	3	3
Peso tara + suelo húmedo (grs)	579.9	591
Peso tara + suelo seco (grs)	532.6	532.6
Peso del agua (grs)	47.3	58.4
Peso Tara (grs)	407.2	407.2
Peso suelo seco (grs)	125.4	125.4
Contenido de agua (%)	37.72	46.57

Tabla 1 Datos del espécimen al inicio y al final de la prueba

### 1.2 Datos generales del espécimen.

Anillo No	3
Diámetro del anillo (cm)	8
Área del anillo (cm <sup>2</sup> )	50.27
Altura del anillo (mm)	20
Peso específico relativo de sólidos	2.74
Altura de sólidos (mm)	9.1
$\Delta H$ (mm)	1.065

Tabla 2 Datos generales del espécimen.

### 1.3 Registros de consolidación de la etapa de carga.

Incremento:		0.25 kg/cm <sup>2</sup>			Carga Total:		0.25 kg/cm <sup>2</sup>		
Fecha	Hora	Tiempo				Raíz Tiempo	Deformación Lineal	Lectura micrómetro (mm)	Raíz del t
		Hrs	Min	Seg	Seg				
17/12/2012	07:16				0	0.00	708	0	0.00
	07:16			4	4	2.00	688	0.2	0.45
	07:16			15	15	3.87	686.5	0.215	0.46
	07:16			30	30	5.48	685	0.23	0.48
	07:17		1	0	60	7.75	684	0.24	0.49
	07:18		2	0	120	10.95	683	0.25	0.50
	07:20		4	0	240	15.49	682	0.26	0.51
	07:24		8	0	480	21.91	681.5	0.265	0.51
	07:31		15	0	900	30.00	681	0.27	0.52
	07:46		30	0	1800	42.43	680.3	0.277	0.53
	08:16	1	0	0	3600	60.00	679.9	0.281	0.53
	09:16	2	0	0	7200	84.85	678.8	0.292	0.54
	11:16	4	0	0	14400	120.00	676.2	0.318	0.56
	03:16	8	0	0	28800	169.71	672.5	0.355	0.60
18/12/2012	06:57	23	41	0	85260	291.99	672.3	0.357	0.60

Tabla 3 Consolidación, cargar de 0.25 kg/cm<sup>2</sup>

Incremento:		0.5 kg/cm <sup>2</sup>			Carga Total:		0.75 kg/cm <sup>2</sup>		
Fecha	Hora	Tiempo				Raíz Tiempo	Deformación Lineal	Lectura micrómetro (mm)	Raíz del t
		Hrs	Min	Seg	Seg				
18/12/2012	06:57				0	0.00	672.3	0	0.00
	06:57			4	4	2.00	651	0.213	0.46
	06:57			15	15	3.87	647.5	0.248	0.50
	06:57			30	30	5.48	646	0.263	0.51
	06:58		1	0	60	7.75	643.3	0.29	0.54
	06:59		2	0	120	10.95	641.4	0.309	0.56
	07:01		4	0	240	15.49	639.8	0.325	0.57
	07:05		8	0	480	21.91	638.5	0.338	0.58
	07:12		15	0	900	30.00	637	0.353	0.59
	07:28		30	0	1800	42.43	636	0.363	0.60
	07:57	1	0	0	3600	60.00	634.9	0.374	0.61
	08:57	2	0	0	7200	84.85	633.7	0.386	0.62
	10:57	4	0	0	14400	120.00	631.3	0.41	0.64
	02:57	8	0	0	28800	169.71	627.8	0.445	0.67
19/12/2012	07:07	24	10	0	87000	294.96	627.8	0.445	0.67

Tabla 4 Consolidación, cargar de 0.75 kg/cm<sup>2</sup>

Incremento:	1		kg/cm <sup>2</sup>		Carga Total:		1.75		kg/cm <sup>2</sup>	
Fecha	Hora	Tiempo				Raíz Tiempo	Deformación Lineal	Lectura micrómetro (mm)	Raíz del t	
		Hrs	Min	Seg	Seg					
19/12/2012	07:07				0	0.00	627.8	0	0.00	
	07:07				4	2.00	611	0.168	0.41	
	07:07				15	3.87	608	0.198	0.44	
	07:07				30	5.48	606	0.218	0.47	
	07:08		1	0	60	7.75	604	0.238	0.49	
	07:09		2	0	120	10.95	602	0.258	0.51	
	07:11		4	0	240	15.49	599.8	0.28	0.53	
	07:15		8	0	480	21.91	598.2	0.296	0.54	
	07:22		15	0	900	30.00	596.7	0.311	0.56	
	07:37		30	0	1800	42.43	595.3	0.325	0.57	
	08:07	1	0	0	3600	60.00	594.1	0.337	0.58	
	09:07	2	0	0	7200	84.85	592.6	0.352	0.59	
	11:07	4	0	0	14400	120.00	590.1	0.377	0.61	
	03:07	8	0	0	28800	169.71	585.5	0.423	0.65	
20/12/2012	07:10	24	3	0	86580	294.24	585.4	0.424	0.65	

Tabla 5 Consolidación, cargar de 1.75 kg/cm<sup>2</sup>

Incremento:	2		kg/cm <sup>2</sup>		Carga Total:		3.75		kg/cm <sup>2</sup>	
Fecha	Hora	Tiempo				Raíz Tiempo	Deformación Lineal	Lectura micrómetro (mm)	Raíz del t	
		Hrs	Min	Seg	Seg					
20/12/2012	07:10				0	0.00	585.4	0	0.00	
	07:10				4	2.00	570.5	0.149	0.39	
	07:10				15	3.87	567.3	0.181	0.43	
	07:10				30	5.48	565.5	0.199	0.45	
	07:11		1	0	60	7.75	563.4	0.22	0.47	
	07:12		2	0	120	10.95	561.2	0.242	0.49	
	07:14		4	0	240	15.49	559	0.264	0.51	
	07:18		8	0	480	21.91	556.9	0.285	0.53	
	07:25		15	0	900	30.00	555.5	0.299	0.55	
	07:40		30	0	1800	42.43	553.9	0.315	0.56	
	08:10	1	0	0	3600	60.00	552.3	0.331	0.58	
	09:10	2	0	0	7200	84.85	550.8	0.346	0.59	
	11:10	4	0	0	14400	120.00	548.8	0.366	0.60	
	03:10	8	0	0	28800	169.71	545.1	0.403	0.63	
21/12/2012	07:14	24	4	0	86640	294.35	544.3	0.411	0.64	

Tabla 6 Consolidación, cargar de 3.75 kg/cm<sup>2</sup>.

### 1.4 Registros de consolidación de la etapa de descarga.

Incremento:	-2	kg/cm <sup>2</sup>				Carga Total:	1.75	kg/cm <sup>2</sup>	
Fecha	Hora	Tiempo				Raíz Tiempo	Deformación Lineal	Lectura micrómetro (mm)	
		Hrs	Min	Seg	Seg				
21/12/2012	07:14				0	0.00	544.3	0	
	07:14			4	4	2.00	549.8	-0.055	
	07:14			15	15	3.87	549.9	-0.056	
	07:14			30	30	5.48	550	-0.057	
	07:15		1	0	60	7.75	550.6	-0.063	
	07:16		2	0	120	10.95	550.7	-0.064	
	07:18		4	0	240	15.49	550.8	-0.065	
	07:22		8	0	480	21.91	551.1	-0.068	
	07:29		15	0	900	30.00	551.3	-0.07	
	07:44		30	0	1800	42.43	552	-0.077	
	08:14	1	0	0	3600	60.00	552	-0.077	
		2	0	0	7200	84.85			
		4	0	0	14400	120.00			
		8	0	0	28800	169.71			

Tabla 7 Consolidación, esfuerzo de 1.75 kg/cm<sup>2</sup>.

Incremento:	-1	kg/cm <sup>2</sup>				Carga Total:	0.75	kg/cm <sup>2</sup>	
Fecha	Hora	Tiempo				Raíz Tiempo	Deformación Lineal	Lectura micrómetro (mm)	
		Hrs	Min	Seg	Seg				
21/12/2012	08:14				0	0.00	552	0	
	08:14			4	4	2.00	558.5	-0.065	
	08:14			15	15	3.87	559.2	-0.072	
	08:14			30	30	5.48	559.8	-0.078	
	08:15		1	0	60	7.75	559.8	-0.078	
	08:16		2	0	120	10.95	560	-0.08	
	08:18		4	0	240	15.49	560.9	-0.089	
	08:22		8	0	480	21.91	561.6	-0.096	
	08:29		15	0	900	30.00	562.3	-0.103	
	08:44		30	0	1800	42.43	563	-0.11	
	09:14	1	0	0	3600	60.00	564	-0.12	
		2	0	0	7200	84.85			
		4	0	0	14400	120.00			
		8	0	0	28800	169.71			

Tabla 8 Consolidación, esfuerzo de 0.75 kg/cm<sup>2</sup>.

Incremento:		-0.5	kg/cm <sup>2</sup>				Carga Total:		0.25	kg/cm <sup>2</sup>
Fecha	Hora	Tiempo				Raíz Tiempo	Deformación Lineal	Lectura micrómetro (mm)		
		Hrs	Min	Seg	Seg					
21/12/2012	09:14				0	0.00	564	0		
	09:14			4	4	2.00	568	-0.04		
	09:14			15	15	3.87	568.8	-0.048		
	09:14			30	30	5.48	569.1	-0.051		
	09:15		1	0	60	7.75	569.8	-0.058		
	09:16		2	0	120	10.95	570.4	-0.064		
	09:18		4	0	240	15.49	571.2	-0.072		
	09:22		8	0	480	21.91	572.2	-0.082		
	09:29		15	0	900	30.00	573.2	-0.092		
	09:44		30	0	1800	42.43	575	-0.11		
	10:14	1	0	0	3600	60.00	575.5	-0.115		
		2	0	0	7200	84.85				
		4	0	0	14400	120.00				
		8	0	0	28800	169.71				

Tabla 9 Consolidación, esfuerzo de 0.25 kg/cm<sup>2</sup>.

Incremento:		-0.25	kg/cm <sup>2</sup>				Carga Total:		0	kg/cm <sup>2</sup>
Fecha	Hora	Tiempo				Raíz Tiempo	Deformación Lineal	Lectura micrómetro (mm)		
		Hrs	Min	Seg	Seg					
21/12/2012	10:14				0	0.00	575.5	0		
	10:14			4	4	2.00	582	-0.065		
	10:14			15	15	3.87	583.2	-0.077		
	10:14			30	30	5.48	584.2	-0.087		
	10:15		1	0	60	7.75	585.5	-0.1		
	10:16		2	0	120	10.95	587.1	-0.116		
	10:18		4	0	240	15.49	589.1	-0.136		
	10:22		8	0	480	21.91	592	-0.165		
	10:29		15	0	900	30.00	595	-0.195		
	10:44		30	0	1800	42.43	598.3	-0.228		
	11:14	1	0	0	3600	60.00	601.5	-0.26		
		2	0	0	7200	84.85				
		4	0	0	14400	120.00				
		8	0	0	28800	169.71				

Tabla 10 Consolidación, descarga total.

## 2 Corte Directo CU.

**2.1 Prueba 2 con un esfuerzo normal de  $0.626 \text{ kg/cm}^2$ .**

No	Muestra labrada	
	Altura	Diámetro
<b>1</b>	3.46	4.95
<b>2</b>	3.42	4.95
<b>3</b>	3.4	4.94
<b>4</b>	3.47	4.92
<b>Promedio</b>	3.44	4.94

Tabla 11 Diámetro y altura promedio del espécimen.

Tipo de muestra	Peso	% de humedad
<b>Peso húmedo al inicio de la prueba</b>	109. grs	40.83
<b>Peso húmedo al final de la prueba</b>	115.4 grs	49.10
<b>Peso seco</b>	77.4 grs	

Tabla 12 Porcentajes de humedad.

Tiempo (segundos)	Lectura Número	Deformación vertical (mm)	Deformación horizontal (mm)	Carga (kg)	Def. vertical ajustada (mm)
0.0000	12	5.2965	0.6852	0.0572	0.0000
0.0938	13	5.2008	0.6927	0.0193	0.0957
0.1875	14	5.0631	0.7041	0.0099	0.2334
0.2969	15	4.9772	0.7094	0.0383	0.3193
0.3906	16	4.9423	0.7088	0.0241	0.3542
0.5000	17	4.9300	0.7089	0.0477	0.3665
0.5938	18	4.9217	0.7087	0.0572	0.3747
0.6875	19	4.9159	0.7087	0.0430	0.3806
0.7969	20	4.9120	0.7089	0.0714	0.3845
0.8906	21	4.9041	0.7084	0.0099	0.3924
1.0000	22	4.9005	0.7081	0.0193	0.3960
1.0938	23	4.8987	0.7083	0.0241	0.3978
1.1875	24	4.8967	0.7086	0.0288	0.3998
1.2969	25	4.8948	0.7084	0.0619	0.4017
1.3906	26	4.8931	0.7084	0.0335	0.4034
1.5000	27	4.8917	0.7088	0.0572	0.4048
1.5938	28	4.8907	0.7078	0.0288	0.4058
1.6875	29	4.8886	0.7080	0.0572	0.4079
1.7969	30	4.8874	0.7093	0.0335	0.4091
1.8906	31	4.8843	0.7089	0.0666	0.4122
2.0000	32	4.8768	0.7085	0.0383	0.4197
2.0938	33	4.8764	0.7086	0.0714	0.4201
2.1875	34	4.8761	0.7084	0.0383	0.4204
2.2969	35	4.8742	0.7088	0.0524	0.4223
2.3906	36	4.8744	0.7084	0.0477	0.4221
2.5000	37	4.8747	0.7088	0.0572	0.4218
2.5938	38	4.8713	0.7086	0.0241	0.4252
2.6875	39	4.8723	0.7089	0.0383	0.4242
2.7969	40	4.8691	0.7089	0.0572	0.4274
2.8906	41	4.8669	0.7086	0.0288	0.4296

Tabla 13 Registro lecturas de consolidación.

Tiempo (segundos)	Deformación vertical (mm)	Deformación horizontal (mm)	Carga (kg)	Deformación horizontal corregida (mm)	$\alpha$	Area corregida (cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Cortante (kg/cm <sup>2</sup> )
0.0000	4.6953	0.6297	-0.0534	0.6297	1.5580	18.8555	-0.0028
0.2344	4.6951	0.6298	-0.0628	0.6298	1.5580	18.8554	-0.0033
0.3281	4.6933	0.6302	-0.0628	0.6302	1.5580	18.8553	-0.0033
0.4375	4.6942	0.6283	-0.0439	0.6283	1.5581	18.8562	-0.0023
0.5313	4.6913	0.6295	-0.0581	0.6295	1.5581	18.8556	-0.0031
0.6250	4.6898	0.6296	-0.0723	0.6296	1.5581	18.8555	-0.0038
0.7344	4.6900	0.6268	-0.0865	0.6268	1.5581	18.8569	-0.0046
0.8281	4.6905	0.6294	-0.0676	0.6294	1.5581	18.8556	-0.0036
0.9375	4.6905	0.6297	-0.0723	0.6297	1.5580	18.8555	-0.0038
1.0313	4.6899	0.6291	-0.0723	0.6291	1.5581	18.8558	-0.0038
1.1250	4.6909	0.6291	-0.0486	0.6291	1.5581	18.8558	-0.0026
1.2344	4.6918	0.6289	-0.0392	0.6289	1.5581	18.8559	-0.0021
1.3281	4.6895	0.6291	-0.0581	0.6291	1.5581	18.8558	-0.0031
1.4375	4.6922	0.6292	-0.0439	0.6292	1.5581	18.8557	-0.0023
1.5313	4.6896	0.6291	-0.0723	0.6291	1.5581	18.8558	-0.0038
1.6250	4.6914	0.6294	-0.0392	0.6294	1.5581	18.8556	-0.0021
1.7344	4.6918	0.6290	-0.0723	0.6290	1.5581	18.8558	-0.0038
1.8281	4.6909	0.6289	-0.0534	0.6289	1.5581	18.8559	-0.0028
1.9375	4.6913	0.6293	-0.0628	0.6293	1.5581	18.8557	-0.0033
2.0313	4.6900	0.6299	-0.0770	0.6299	1.5580	18.8554	-0.0041
2.1250	4.6900	0.6285	-0.0534	0.6285	1.5581	18.8561	-0.0028
2.2344	4.6921	0.6293	-0.0439	0.6293	1.5581	18.8557	-0.0023
2.3281	4.6909	0.6299	-0.0439	0.6299	1.5580	18.8554	-0.0023
2.4375	4.6914	0.6288	-0.0628	0.6288	1.5581	18.8559	-0.0033
2.5313	4.6895	0.6296	-0.0486	0.6296	1.5581	18.8555	-0.0026
2.6250	4.6833	0.6276	-0.0439	0.6276	1.5581	18.8565	-0.0023

Tabla 14 Registro lecturas de corte directo.

**2.2 Prueba 3 con un esfuerzo normal de 0.827 kg/cm<sup>2</sup>.**

No	Muestra labrada	
	Altura	Diámetro
1	3.42	4.96
2	3.42	4.97
3	3.4	4.96
4	3.38	4.96
<b>Promedio</b>	3.41	4.96

Tabla 15 Diámetro y altura promedio del espécimen.



Tipo de muestra	Peso	% de humedad
Peso húmedo al inicio de la prueba	110.5 grs	41.30
Peso húmedo al final de la prueba	115.3 grs	47.44
Peso seco	78.2 grs	

Tabla 16 Porcentajes de humedad.

Tiempo (segundos)	Lectura Número	Deformación vertical (mm)	Deformación horizontal (mm)	Carga (kg)	Def. vertical ajustada (mm)
0.0000	1	5.7430	0.6197	0.0335	0.0000
0.1563	2	5.7440	0.6201	0.0477	-0.0010
0.2500	3	5.7428	0.6204	0.0430	0.0003
0.3438	4	5.7431	0.6200	0.0477	-0.0001
0.4531	5	5.7458	0.6206	0.0524	-0.0027
0.5469	6	5.7447	0.6198	0.0572	-0.0016
0.6563	7	5.7254	0.6197	0.0288	0.0176
0.7500	8	5.5572	0.6200	0.0524	0.1859
0.8594	9	5.5007	0.6202	0.0524	0.2424
0.9531	10	5.3796	0.6324	0.0477	0.3634
1.0469	11	5.2618	0.6519	0.0477	0.4812
1.1563	12	5.2089	0.6628	0.0335	0.5341
1.2500	13	5.1999	0.6656	0.0572	0.5431
1.3594	14	5.1922	0.6663	0.0619	0.5508
1.4531	15	5.1908	0.6674	0.0619	0.5523
1.5625	16	5.1889	0.6676	0.0477	0.5541
1.6563	17	5.1886	0.6679	0.0572	0.5544
1.7500	18	5.1897	0.6679	0.0477	0.5533
1.8594	19	5.1924	0.6676	0.0524	0.5507
1.9531	20	5.1915	0.6679	0.0856	0.5515
2.0625	21	5.1895	0.6672	0.0477	0.5536
2.1563	22	5.1882	0.6671	0.0950	0.5548
2.2656	23	5.1854	0.6676	0.0524	0.5576
2.3594	24	5.1833	0.6678	0.0714	0.5597
2.4688	25	5.1837	0.6685	0.0619	0.5594

Tabla 17 Registro lecturas de consolidación.

Tiempo (segundos)	Deformación vertical (mm)	Deformación horizontal (mm)	Carga (kg)	Deformación horizontal acumulada (mm)	$\alpha$	Area corregida (cm <sup>2</sup> )	T (kg/cm <sup>2</sup> )
0	5.162772	0.751086	0.003403	0.751086	1.55566051	18.968822	0.0001794
0.21875	5.156083	0.747505	-0.08175	0.747505	1.55573268	18.9705989	-0.0043093
0.328125	5.16386	0.750652	-0.067558	0.750652	1.55566926	18.9690374	-0.00356149
0.421875	5.16908	0.752008	-0.006058	0.752008	1.55564193	18.9683646	-0.00031937
0.53125	5.167286	0.750272	-0.048635	0.750272	1.55567692	18.9692259	-0.00256389
0.625	5.157769	0.748482	-0.053366	0.748482	1.55571299	18.9701141	-0.00281316
0.71875	5.160542	0.747939	-0.105404	0.747939	1.55572394	18.9703836	-0.00555624
0.828125	5.157442	0.747017	-0.105404	0.747017	1.55574252	18.9708411	-0.00555611
0.921875	5.176915	0.752931	-0.01552	0.752931	1.55562333	18.9679066	-0.00081822
1.03125	5.161032	0.747668	-0.110135	0.747668	1.5557294	18.970518	-0.00580559
1.125	5.166198	0.750164	-0.114865	0.750164	1.5556791	18.9692795	-0.00605532
1.234375	5.160597	0.749079	0.022326	0.749079	1.55570096	18.9698179	0.001176922
1.328125	5.166198	0.749892	-0.02025	0.749892	1.55568458	18.9694145	-0.00106751
1.421875	5.176368	0.75228	-0.124327	0.75228	1.55563645	18.9682296	-0.00655449
1.53125	5.166905	0.750435	-0.043904	0.750435	1.55567363	18.9691451	-0.0023145
1.625	5.169298	0.751357	-0.043904	0.751357	1.55565505	18.9686876	-0.00231455
1.734375	5.160705	0.747125	-0.110135	0.747125	1.55574034	18.9707875	-0.0058055
1.828125	5.168971	0.750977	0.083826	0.750977	1.55566271	18.9688761	0.004419134
1.9375	5.165165	0.750001	-0.010789	0.750001	1.55568238	18.9693604	-0.00056876
2.03125	5.187353	0.757	0.041249	0.757	1.55554133	18.9658876	0.002174905
2.125	5.164784	0.74897	-0.067558	0.74897	1.55570316	18.969872	-0.00356133
2.234375	5.165328	0.749187	0.008134	0.749187	1.55569879	18.9697643	0.000428788
2.328125	5.173105	0.751303	-0.053366	0.751303	1.55565614	18.9687144	-0.00281337
2.4375	5.165817	0.749024	-0.091212	0.749024	1.55570207	18.9698452	-0.00480826

Tabla 18 Registro lecturas de corte directo.

**2.3 Prueba 4 con un esfuerzo normal de 0.837 kg/cm<sup>2</sup>.**

No	Muestra labrada	
	Altura	Diámetro
1	3.48	4.94
2	3.48	4.91
3	3.43	4.94
4	3.43	4.94
<b>Promedio</b>	3.46	4.93

Tabla 19 Diámetro y altura promedio del espécimen.

Tipo de muestra	Peso	% de humedad
Peso húmedo al inicio de la prueba	108.1 grs	39.66
Peso húmedo al final de la prueba	114.7 grs	48.19
Peso seco	77.4 grs	

Tabla 20 Porcentajes de humedad.

Tiempo (segundos)	Lectura Número	Deformación vertical (mm)	Deformación horizontal (mm)	Carga (kg)	Def. vertical ajustada (mm)
0.0000	1	5.7657	0.9685	0.0761	0.0000
0.1094	2	5.7634	0.9688	0.0524	0.0023
0.2031	3	5.7553	0.9693	0.0808	0.0103
0.3125	4	5.6349	0.9727	0.0572	0.1307
0.4063	5	5.3372	0.9829	0.0761	0.4284
0.5000	6	5.1815	1.0001	0.0714	0.5842
0.6094	7	5.0556	1.0059	0.0808	0.7101
0.7031	8	5.0187	1.0071	0.1092	0.7469
0.8125	9	4.9996	1.0080	0.0761	0.7661
0.9063	10	4.9829	1.0082	0.0856	0.7827
1.0000	11	4.9738	1.0081	0.0666	0.7919
1.1094	12	4.9651	1.0082	0.0666	0.8006
1.2031	13	4.9576	1.0085	0.0950	0.8081
1.3125	14	4.9481	1.0084	0.0714	0.8176
1.4063	15	4.9425	1.0088	0.0714	0.8232
1.5000	16	4.9383	1.0084	0.0950	0.8274
1.6094	17	4.9353	1.0090	0.0666	0.8303
1.7031	18	4.9323	1.0087	0.0714	0.8334
1.8125	19	4.9291	1.0098	0.0950	0.8365
1.9063	20	4.9265	1.0099	0.0761	0.8391
2.0000	21	4.9248	1.0092	0.0619	0.8408
2.1094	22	4.9236	1.0101	0.0856	0.8421
2.2031	23	4.9216	1.0101	0.0856	0.8440
2.3125	24	4.9199	1.0092	0.0666	0.8458
2.4063	25	4.9208	1.0104	0.0666	0.8449

Tabla 21 Registro lecturas de consolidación.

Tiempo (segundos)	Deformación vertical (mm)	Deformación horizontal (mm)	Carga (kg)	Deformación horizontal corregida (mm)	$\alpha$	Area corregida (cm <sup>2</sup> )	$\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )
0.0000	4.7865	1.0211	-0.0486	1.0211	1.5501	18.6048	-0.0025
0.2344	4.7872	1.0214	-0.0344	1.0214	1.5501	18.6046	-0.0018
0.3281	4.7882	1.0215	-0.0534	1.0215	1.5501	18.6046	-0.0028
0.4219	4.7898	1.0221	-0.0297	1.0221	1.5501	18.6043	-0.0016
0.5313	4.7867	1.0209	-0.0723	1.0209	1.5501	18.6048	-0.0038
0.6250	4.8193	1.0277	-0.0297	1.0277	1.5500	18.6015	-0.0016
0.7344	4.8537	1.0347	-0.0770	1.0347	1.5498	18.5981	-0.0040
0.8281	4.8534	1.0321	-0.0392	1.0321	1.5499	18.5994	-0.0021
0.9219	4.8561	1.0355	-0.0486	1.0355	1.5498	18.5976	-0.0025
1.0313	4.8531	1.0338	-0.0392	1.0338	1.5498	18.5985	-0.0021
1.1250	4.8558	1.0343	-0.0250	1.0343	1.5498	18.5983	-0.0013
1.2344	4.8563	1.0348	-0.0581	1.0348	1.5498	18.5980	-0.0030
1.3281	4.8536	1.0349	-0.0770	1.0349	1.5498	18.5980	-0.0040
1.4219	4.8533	1.0348	-0.0297	1.0348	1.5498	18.5980	-0.0016
1.5313	4.8522	1.0355	-0.0534	1.0355	1.5498	18.5977	-0.0028
1.6250	4.8531	1.0332	-0.0534	1.0332	1.5498	18.5988	-0.0028
1.7344	4.8524	1.0340	-0.1149	1.0340	1.5498	18.5984	-0.0060
1.8281	4.8537	1.0347	-0.0534	1.0347	1.5498	18.5980	-0.0028
1.9219	4.8536	1.0337	-0.0297	1.0337	1.5498	18.5986	-0.0016
2.0313	4.8445	1.0349	-0.0344	1.0349	1.5498	18.5980	-0.0018
2.1250	4.8535	1.0340	-0.0628	1.0340	1.5498	18.5984	-0.0033
2.2344	4.8535	1.0347	-0.0203	1.0347	1.5498	18.5980	-0.0011
2.3281	4.8546	1.0348	-0.0534	1.0348	1.5498	18.5980	-0.0028
2.4219	4.8522	1.0338	-0.0439	1.0338	1.5498	18.5985	-0.0023

Tabla 22 Registro lecturas de corte directo.

**2.4 Prueba 5 con un esfuerzo normal de 1.034 kg/cm<sup>2</sup>.**

No	Muestra labrada	
	Altura	Diámetro
1	3.49	4.96
2	3.5	4.95
3	3.49	4.97
4	3.49	4.97
<b>Promedio</b>	3.49	4.96

Tabla 23 Diámetro y altura promedio del espécimen.

Tipo de muestra	Peso	% de humedad
Peso húmedo al inicio de la prueba	108.5 grs	42.20
Peso húmedo al final de la prueba	113.7 grs	49.02
Peso seco	76.3 grs	

Tabla 24 Porcentajes de humedad.

Tiempo (segundos)	Lectura Número	Deformación vertical (mm)	Deformación horizontal (mm)	Carga (kg)	Def. vertical ajustada (mm)
0.0000	15	4.5231	0.0055	0.0666	0.0000
0.1094	16	4.4598	0.0060	0.1092	0.0633
0.2031	17	3.7177	0.0056	0.0761	0.8054
0.3125	18	3.5762	0.0063	0.0524	0.9469
0.4063	19	3.4796	0.0059	0.0808	1.0435
0.5000	20	3.4649	0.0057	0.0619	1.0582
0.6094	21	3.4568	0.0060	0.0619	1.0663
0.7031	22	3.4512	0.0059	0.0430	1.0719
0.8125	23	3.4477	0.0060	0.0808	1.0754
0.9063	24	3.4475	0.0050	0.0335	1.0756
1.0000	25	3.4412	0.0062	0.0666	1.0819
1.1094	26	3.4404	0.0059	0.0666	1.0827
1.2031	27	3.4350	0.0058	0.0619	1.0881
1.3125	28	3.4311	0.0055	0.0572	1.0920
1.4063	29	3.4307	0.0060	0.0714	1.0924
1.5000	30	3.4309	0.0059	0.0666	1.0923
1.6094	31	3.4296	0.0054	0.0572	1.0935
1.7031	32	3.4255	0.0054	0.0383	1.0976
1.8125	33	3.4251	0.0058	0.0430	1.0980
1.9063	34	3.4252	0.0052	0.0572	1.0979
2.0000	35	3.4241	0.0058	0.0761	1.0991
2.1094	36	3.4229	0.0059	0.0950	1.1002
2.2031	37	3.4208	0.0059	0.0193	1.1023
2.3125	38	3.4186	0.0057	0.0666	1.1045
2.4063	39	3.4195	0.0056	0.0714	1.1036

Tabla 25 Registro lecturas de consolidación.

Tiempo (segundos)	Deformación vertical (mm)	Deformación horizontal (mm)	Carga (kg)	Deformación horizontal corregida (mm)	$\alpha$	Area corregida (cm <sup>2</sup> )	$\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )
0.0000	3.5189	0.0062	-0.0818	0.0000	1.5707	19.3384	-0.0042
0.1406	3.5220	0.0065	-0.0770	0.0003	1.5707	19.3383	-0.0040
0.2344	3.5629	0.0069	-0.0392	0.0007	1.5707	19.3381	-0.0020
0.3438	3.5626	0.0065	-0.0770	0.0003	1.5707	19.3383	-0.0040
0.4375	3.5628	0.0067	-0.1054	0.0004	1.5707	19.3382	-0.0055
0.5313	3.5624	0.0058	-0.0486	-0.0004	1.5707	19.3387	-0.0025
0.6406	3.5626	0.0073	-0.0061	0.0010	1.5706	19.3379	-0.0003
0.7344	3.5632	0.0068	-0.0628	0.0006	1.5707	19.3381	-0.0032
0.8438	3.5622	0.0068	-0.0723	0.0005	1.5707	19.3382	-0.0037
0.9375	3.5618	0.0068	-0.0770	0.0005	1.5707	19.3382	-0.0040
1.0313	3.5629	0.0067	-0.0392	0.0005	1.5707	19.3382	-0.0020
1.1406	3.5635	0.0065	-0.0676	0.0002	1.5707	19.3383	-0.0035
1.2344	3.5680	0.0065	-0.1101	0.0003	1.5707	19.3383	-0.0057
1.3438	3.5623	0.0066	-0.0676	0.0004	1.5707	19.3382	-0.0035
1.4375	3.5624	0.0065	-0.0865	0.0003	1.5707	19.3383	-0.0045
1.5469	3.5632	0.0070	-0.0865	0.0008	1.5707	19.3381	-0.0045
1.6406	3.5631	0.0068	-0.0770	0.0006	1.5707	19.3381	-0.0040
1.7344	3.5613	0.0063	-0.0723	0.0001	1.5707	19.3384	-0.0037
1.8438	3.5638	0.0061	-0.0439	-0.0002	1.5707	19.3385	-0.0023
1.9375	3.5629	0.0066	-0.0628	0.0004	1.5707	19.3382	-0.0032
2.0469	3.5628	0.0071	-0.0628	0.0008	1.5707	19.3380	-0.0032
2.1406	3.5651	0.0066	-0.0865	0.0004	1.5707	19.3382	-0.0045
2.2344	3.5631	0.0068	-0.0439	0.0005	1.5707	19.3382	-0.0023
2.3438	3.5626	0.0067	-0.0628	0.0005	1.5707	19.3382	-0.0032
2.4375	3.5641	0.0069	-0.0628	0.0007	1.5707	19.3381	-0.0032
2.5469	3.5635	0.0049	-0.0723	-0.0013	1.5707	19.3391	-0.0037

Tabla 26 Registro lecturas de corte directo.