

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA



MEGAPROYECTO:

**VALOR AGREGADO DE ESPECIES FORESTALES -
GRAMÍNEAS Y SU APLICACIÓN EN EL ENTORNO**

**TOMO II
TALUDES ECOLÓGICOS CON EL SISTEMA VETIVER**

Trabajo de graduación en modalidad de Megaproyecto presentado por:

María Fernanda Rivas
José Fernando Díez Recinos
José Manuel Alvizures Flores

para optar por el grado académico de Licenciados en Ingeniería Civil

Guatemala

2012

MEGAPROYECTO:

**VALOR AGREGADO DE ESPECIES FORESTALES -
GRAMÍNEAS Y SU APLICACIÓN EN EL ENTORNO**

TOMO II
TALUDES ECOLÓGICOS CON EL SISTEMA VETIVER

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería
Departamento de Ingeniería Civil



MEGAPROYECTO:

**VALOR AGREGADO DE ESPECIES FORESTALES -
GRAMÍNEAS Y SU APLICACIÓN EN EL ENTORNO**

**TOMO II
TALUDES ECOLÓGICOS CON EL SISTEMA VETIVER**

Trabajo de graduación en modalidad de Megaproyecto presentado por:

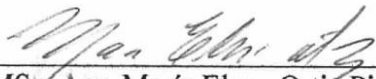
María Fernanda Rivas
José Fernando Díez Recinos
José Manuel Alvizures Flores

para optar por el grado académico de Licenciados en Ingeniería Civil

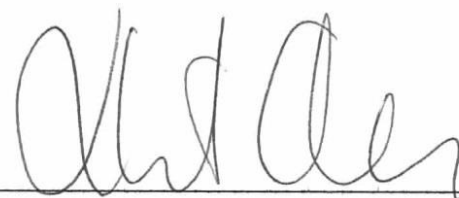
Guatemala


2012

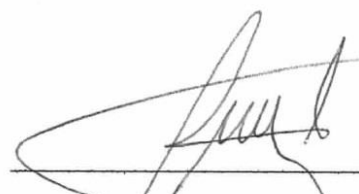
Vo. Bo. :

(f) 
MSc. Arq. María Elena Ortiz Pineda
Asesor

Tribunal Examinador:

(f) 
EPFL MBA Ing. Roberto Godo

(f) 
MSc. Arq. María Elena Ortiz Pineda

(f) 
MSc. Ing. Luis Díaz Coto

Fecha de aprobación: Guatemala, 22 de noviembre de 2012

PREFACIO

La motivación para realizar este Megaproyecto surgió como una solución de la problemática existente en Guatemala respecto al control de erosión y estabilización de taludes, ya que este tipo de situaciones afecta causando daños por derrumbes o deslizamientos de taludes en carreteras, laderas, etc. Por lo que se propone una solución efectiva y de bajo costo en comparación con las soluciones mecánicas que existen para la estabilización de taludes y control de erosión.

En la realización de este trabajo se contó con la colaboración de empresas relacionadas con este ámbito para la obtención de información y materiales. La finalidad del Megaproyecto es comprobar el funcionamiento del sistema Vetiver y su aplicación en taludes para el control de erosión y el mejoramiento de la estabilidad.

Agradecemos a la Universidad del Valle de Guatemala, el apoyo brindado para la realización de este trabajo con la finalidad de buscar una solución alternativa para resolver problemas de control de erosión y estabilización de taludes en el país.

Damos las gracias a todas las personas y empresas que colaboraron de una u otra manera, formando parte de este proyecto: Los Ingenieros Leonel Castro, Rodrigo Godoy y Rene Keilhauer.

No queremos dejar pasar la oportunidad para darle las gracias a la Arquitecta María Elena Ortiz por el asesoramiento en este proyecto. También agradecemos el apoyo brindado por el Ingeniero Roberto Godo para la realización y ejecución de este proyecto.

Muy especialmente agradecemos a Dios por la oportunidad de realizar este proyecto el cual es de gran importancia para alcanzar una de nuestras metas de vida, el ser Ingenieros Civiles.

ÍNDICE GENERAL

PREFACIO.....	IV
ÍNDICE GENERAL	V
LISTA DE FIGURAS	XXI
LISTA DE TABLAS	XXVII
LISTA DE GRÁFICAS	XXXII
LISTA DE IMÁGENES	XXXVI
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XL
GLOSARIO.....	XLIII
RESUMEN.....	XLV
I. INTRODUCCIÓN	1
A. <i>JUSTIFICACIÓN.....</i>	5
B. <i>OBJETIVOS.....</i>	6
1. GENERAL	6
2. ESPECÍFICOS	6
II. MARCO CONCEPTUAL.....	8
A. <i>BOTÁNICA DEL VETIVER.....</i>	8
1. ORIGEN.	8
2. ESPECIES Y VARIEDADES.	8
3. DESCRIPCIÓN.	9
4. CARACTERÍSTICAS DEL VETIVER	11
a. Características morfológicas.....	11
b. Características fisiológicas	11
c. Características fisiológicas.	12
5. FACTORES DE RESISTENCIA DEL VETIVER	12
6. LIMITACIONES Y ENFERMEDADES DEL VETIVER	13
7. HÁBITAT Y ECOLOGÍA DEL VETIVER.	14
8. EL VETIVER COMO PLAGA.	15
9. MULTIPLICACIÓN.....	16

10.	UTILIDADES DEL VETIVER	17
<i>B.</i>	<i>PRINCIPIOS GENERALES DE LA VEGETACIÓN COMO HERRAMIENTA DE LA BIOINGENIERÍA PARA LA UTILIZACIÓN EN PENDIENTES O TALUDES</i>	<i>19</i>
1.	COBERTURA VEGETATIVA EN UNA PENDIENTE.	19
a.	Ventajas, desventajas y limitaciones de recubrir con vegetación una pendiente o talud	21
2.	CARACTERÍSTICAS DE LAS RAÍCES.	21
3.	PROFUNDIDAD DE LAS RAÍCES.....	22
4.	FORMA DEL SISTEMA DE RAÍCES.....	25
5.	RESISTENCIA DEL SISTEMA SUELO – RAÍCES.	26
<i>C.</i>	<i>APLICACIÓN DEL SISTEMA VETIVER EN PENDIENTES.....</i>	<i>29</i>
1.	¿QUÉ HACE EL SISTEMA VETIVER Y CÓMO TRABAJA?	29
2.	LUCHA CONTRA LA EROSIÓN.	29
3.	ESTABLECIMIENTO DE BARRERAS.	31
4.	RECUPERACIÓN DE ECOSISTEMAS.	33
5.	CARACTERÍSTICAS DEL VETIVER APROPIADAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES.....	33
6.	CARACTERÍSTICAS DEL VETIVER APROPIADAS PARA MITIGACIÓN DE DESASTRES ASOCIADOS CON EL AGUA.	36
7.	VELOCIDAD DE CRECIMIENTO.	37
8.	TENSIÓN Y FUERZAS DE CORTE DE LAS RAÍCES DE VETIVER.....	38
9.	PODER DE PENETRACIÓN DEL VETIVER.	41
10.	CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS.	42
11.	PRESIÓN DE AGUA EN LOS POROS.	44
12.	APLICACIONES DEL SISTEMA VETIVER EN LA MITIGACIÓN DE DESASTRES NATURALES Y PROTECCIÓN DE INFRAESTRUCTURA.	45
13.	VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL SISTEMA VETIVER (SV).....	46
a.	Ventajas	46
b.	Desventajas	47
14.	COMBINACIÓN CON OTROS TIPOS DE REMEDIACIÓN.	48
a.	Geomanta.	48
1)	Ventajas del uso de Geomantas:	49
b.	Biomanta.	50
1)	Ventajas del uso de Biomantas:	50
c.	Geotextil.....	51
1)	Ventajas en el uso de los geotextiles	53
15.	MODELAJE COMPUTARIZADO.	53
<i>D.</i>	<i>DISEÑO Y TÉCNICAS APROPIADAS.....</i>	<i>54</i>

1.	PRECAUCIONES.	54
a.	Precauciones técnicas.....	55
b.	Precauciones para los políticos, planificadores y organizaciones	56
2.	MOMENTO DE REALIZAR LA PLANTACIÓN	57
3.	VIVERO.	58
4.	PREPARACIÓN PARA LA SIEMBRA DE VETIVER.	58
5.	ESPECIFICACIONES DEL TRAZADO.....	59
a.	Pendientes naturales, pendientes de corte, taludes de carreteras, etc.	59
b.	Bancos de Ríos, erosión costera, y estructuras de retención de agua inestables.	60
6.	ESPECIFICACIONES DE SIEMBRA.	61
7.	PATRONES DE SIEMBRA.....	62
8.	RIEGO A LA SIEMBRA.....	63
9.	RESIEMBRA.....	63
10.	CONTROL DE MALEZA	64
11.	FERTILIZACIÓN.	64
12.	PODA	64
13.	CERCADO Y CUIDADOS.....	64
<i>E.</i>	<i>ESFUERZOS PRESENTES EN EL SUELO</i>	<i>65</i>
1.	ÁNGULO DE FRICCIÓN.	65
2.	COHESIÓN.....	65
a.	Cohesión aparente.....	65
3.	INFLUENCIA DEL HISTORIAL DE ESFUERZOS	65
a.	Consolidación normal.	65
b.	Sobre consolidación.	65
4.	PRINCIPIOS DEL ESFUERZO EFECTIVO.	66
5.	RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN LOS SUELOS.....	66
a.	Esfuerzo cortante en suelos sin cohesividad.	66
b.	Esfuerzo cortante de suelos cohesivos.....	67
c.	Esfuerzo drenado y no drenado.....	67
d.	Círculo de Mohr.....	68
1)	Deducción del Círculo de Mohr.....	68
2)	Criterios de Falla Coulomb – Mohr.....	71
3)	Inclinación del plano de falla causado por esfuerzos cortantes.	73
e.	Ley de falla por cortante en suelo saturado.....	75
<i>F.</i>	<i>DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE LOS SUELOS</i>	<i>75</i>
1.	DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE LA RESISTENCIA CORTANTE DE LOS SUELOS.	75

a.	Triaxial.....	75
1)	Procedimiento.....	75
2)	Tipos.....	78
a)	Ensayo consolidado drenado.....	78
b)	Ensayo consolidado no drenado, con medición de presión de poros.	78
c)	Ensayo no consolidado - no drenado o ensayo rápido.	78
3)	Tamaño de la muestra.	78
4)	Algunas causas de error en el ensayo Triaxial	79
a)	Ensayo a un nivel muy alto de esfuerzos.	79
b)	Saturación incompleta.....	79
c)	Ensayo a una rapidez muy alta de deformación.	79
b.	Ensayo de corte directo.	79
1)	Procedimiento.....	80
2)	Presentación de resultados.....	80
3)	Tipos de ensayo.	81
4)	Rapidez de corte.	81
5)	Cargas normales.....	81
6)	Densidad de la muestra.....	82
7)	Desplazamiento máximo.	82
8)	Tamaño de la muestra.	82
c.	Ensayo de compresión simple.....	82
d.	Ensayos in situ.....	83
1)	Ensayo de corte directo in situ.	83
a)	Tamaño de muestra.	84
b)	Procedimiento.....	84
2)	Ensayo de penetración estándar.	85
3)	Ensayo de penetración de cono.	85
4)	Penetrómetro de bolsillo.....	86
5)	Presurómetro.	86
6)	Ensayo de veleta.	87
7)	Ensayo de veleta de bolsillo (Torvane.....	88
8)	Ensayo de corte en el sondeo.....	88
9)	Ensayo de placa.	88
2.	DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE PRESIÓN DE PORO DE LOS SUELOS.....	89
a.	Ensayo de permeabilidad in situ.....	89
3.	OTROS PARÁMETROS.....	90
a.	Humedad o contenido de agua.....	90

b.	Límites de Atterberg o plasticidad.	90
1)	Límite líquido LL.....	91
2)	Límite plástico LP.....	91
3)	Límite de retracción LR (o L. de Contracción).	92
c.	Peso unitario.	92
d.	Gravedad específica.	92
e.	Distribución granulométrica.	92
1)	Métodos de análisis granulométrico.....	92
a)	Método del tamizado.....	92
b)	Métodos de sedimentación.	93
2)	Curva granulométrica.....	93
3)	Descripción de la gradación.....	94
G.	TALUDES Y LADERAS.....	94
1.	CLASIFICACIÓN DE LOS TALUDES SEGÚN SU ORIGEN.....	95
a.	Taludes naturales (laderas).	95
b.	Taludes artificiales (cortes y terraplenes).	96
2.	ELEMENTOS DE UN TALUD.....	97
3.	PROCESO DE MOVIMIENTO DE TALUDES.....	98
a.	Nomenclatura.	98
b.	Dimensiones.	99
4.	PROCEDIMIENTOS DE INVESTIGACIÓN.....	100
a.	Parámetros geométricos.	100
1)	Pendiente.....	100
2)	Curvatura.....	101
3)	Largo – ancho.....	101
4)	Áreas de infiltración arriba del talud.	101
b.	Parámetros geológicos.....	101
1)	Formación geológica.....	101
2)	Estructura y discontinuidades.	101
3)	Meteorización.....	102
c.	Parámetros hidrológicos e hidrogeológicos.	102
1)	Características de las lluvias.	102
2)	Régimen de aguas subterráneas.	102
d.	Parámetros geotécnicos.....	102
1)	Resistencia al cortante.....	102
2)	Permeabilidad.....	103
3)	Sensitividad.....	103

4)	Expansividad.....	103
5)	Erosionabilidad.....	103
e.	Parámetros ambientales y antrópicos.....	103
f.	Organización del estudio.....	103
g.	Procedimiento de análisis de la información existente.....	104
1)	Fotografías aéreas e información de sensores remotos.....	104
2)	Estudio de los mapas geológicos y topográficos.....	105
a)	Planos topográficos.....	105
b)	Mapas geológicos.....	105
c)	Mapas agrícolas.....	106
3)	Visita de reconocimiento.....	106
4)	Estudio topográfico.....	107
5)	Investigación geotécnica detallada.....	108
a)	Descripción de suelos y rocas.....	109
b)	Geología.....	109
i.	Mapas geológicos.....	109
ii.	Detalles de los deslizamientos.....	110
6)	Sondeos geotécnicos.....	110
7)	Muestreo.....	111
a)	Muestras alteradas.....	111
b)	Muestras inalteradas.....	111
8)	Perfiles de sondeo.....	114
H.	TIPOS Y CAUSAS DE MOVIMIENTOS EN TALUDES.....	114
1.	PROCESO DE FALLA.....	114
a.	Etapa de deterioro.....	115
1)	Caída de granos.....	115
2)	Descascaramiento.....	116
3)	Formación, inclinación y caída de losas de roca.....	116
4)	Caídos de bloques.....	117
5)	Desmoronamiento del talud.....	118
6)	Caídos de roca.....	119
7)	Lavado superficial o erosión.....	119
a)	Erosión laminar:.....	120
b)	Erosión en surcos:.....	121
c)	Erosión en cárcavas:.....	121
d)	Erosión interna (Piping):.....	123
e)	Erosión por afloramiento de agua:.....	123

8)	Flujo de detritos	124
9)	Colapso	124
10)	Disolución	125
11)	Expansión y contracción.....	125
12)	Agrietamiento cosísmico.....	126
13)	Deformaciones por concentración de esfuerzos y fatiga.....	126
14)	Agrietamiento por tensión.....	126
2.	CLASIFICACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS EN MASA.....	127
a.	Caído.....	127
b.	Inclinación o volteo.....	129
c.	Reptación	131
d.	Falla por deslizamiento superficial.....	131
e.	Deslizamiento en laderas naturales sobre superficies de falla preexistentes.....	134
f.	Deslizamiento por movimiento del cuerpo del talud.....	135
1)	Deslizamientos rotacionales:	136
2)	Deslizamientos traslacionales o planares:	139
g.	Esparcimiento lateral.....	140
h.	Flujo.....	141
1)	Flujo en roca.....	143
2)	Flujo de residuos (Detritos).....	144
3)	Flujo de suelo.....	144
4)	Flujos de lodo.....	144
i.	Avalanchas	145
j.	Falla por falta de capacidad de carga en el terreno de cimentación.....	146
k.	Fallas por erosión.....	146
l.	Falla por licuación.....	146
m.	Movimientos complejos.....	147
3.	CARACTERIZACIÓN DEL MOVIMIENTO.....	147
a.	Tipo de material.....	147
b.	Humedad.....	148
c.	Secuencia de repetición.....	148
d.	Velocidad del movimiento.....	149
e.	Estilo.....	150
f.	Estado de actividad.....	151
g.	Estructura geológica.....	152
4.	MOVIMIENTOS POST-FALLA.....	153
a.	Energía.....	153

b.	Longitud de recorrido del movimiento.	154
5.	EVOLUCIÓN O PROCESO DE FALLA.	155
a.	Condiciones originales del talud (susceptibilidad a los deslizamientos).	155
b.	Factores de deterioro (modificación lenta de las condiciones originales).	155
c.	Factores detonantes (activación del movimiento).....	156
1)	Procesos geomorfológicos y físicos.	156
2)	Procesos antrópicos.	157
3)	Fallamiento.	158
<i>I.</i>	<i>ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.</i>	<i>160</i>
1.	FACTOR DE SEGURIDAD.	161
2.	ESTABILIDAD DE TALUDES SIN INFILTRACIÓN.	163
3.	TALUDES FINITOS.	166
4.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES FINITOS SEGÚN LA FORMA DE SU DESPLAZAMIENTO.	167
a.	Análisis de estabilidad de un talud finito con superficie de falla plana.	167
1)	Método No .1: Culmann.	167
b.	Análisis de taludes finitos con superficie de falla circularmente cilíndrica.	170
2)	Procedimiento de masa.	171
a)	Método de masa total (Superficie de falla circularmente cilíndrica en un suelo homogéneo con $\phi > 0$).	171
2)	Métodos de dovelas.	175
a)	Fellenius o Método Sueco.	177
b)	Bishop.	177
c)	Morgenstern y Price.	179
<i>J.</i>	<i>MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN Y CONTROL DE EROSIÓN DE TALUDES.</i>	<i>183</i>
1.	PREVENCIÓN.	183
2.	ELUSIÓN DE LA AMENAZA.	184
3.	CONTROL.	184
4.	ESTABILIZACIÓN.	185
a.	Conformación del talud o ladera.	185
b.	Recubrimiento de la superficie.	186
c.	Control de agua superficial y subterránea.	186
d.	Estructuras de contención.	187
e.	Mejoramiento del suelo.	188
5.	BIOTECNOLOGÍA (MÉTODOS COMPATIBLES CON VEGETACIÓN).	188
a.	Abatimiento de taludes.	189
b.	Empleo de bermas laterales o frontales.	190

c.	Muros de gaviones.....	191
6.	EFFECTOS DE LA VEGETACIÓN SOBRE EL SUELO.....	192
a.	Control de erosión.....	194
b.	Acción de refuerzo de las raíces.....	194
1)	Características de las raíces.....	194
2)	Resistencia del sistema suelo – raíces.....	194
3)	Efecto de anclaje.....	197
4)	Efectos de la deforestación.....	198
c.	Análisis de estabilidad teniendo en cuenta las raíces.....	198
1)	Resistencia del sistema suelo-raíces.....	198
2)	Incremento del esfuerzo cortante.....	199
3)	Limitaciones del modelo.....	200
d.	Limitaciones de la protección vegetal.....	200
e.	Efectos negativos.....	201
K.	<i>DRENAJE SUPERFICIAL</i>	201
1.	CAUDAL DE ESCORRENTÍA.....	202
2.	ZANJAS EN LA CORONA.....	204
3.	CANALES COLECTORES EN ESPINA DE PESCADO.....	206
4.	CANALES INTERCEPTORES A MITAD DE TALUD.....	206
5.	DRENES FRANCESES.....	208
6.	DISEÑO DE ZANJAS DE CORONA O CANALES DE DRENAJE.....	208
7.	CANALES COLECTORES Y DISIPADORES.....	210
L.	<i>DRENAJE SUBTERRÁNEO</i>	212
1.	CORTINAS SUBTERRÁNEAS IMPERMEABLES.....	213
a.	Construcción de cortinas impermeables.....	214
1)	Zanjas de Slurry.....	214
2)	Cortinas de geomembrana.....	215
3)	Cortinas de inyecciones.....	215
4)	Cortinas de columnas de suelo con cemento.....	216
2.	SUBDRENES DE ZANJA.....	217
a.	Zanjas abiertas.....	217
b.	Subdrenes contrafuerte.....	217
c.	Subdrenes interceptores.....	218
d.	Subdrenes espina de pescado.....	219
e.	Efectividad de los subdrenes de zanja.....	219
f.	Materiales de filtro para subdrenes de zanja.....	219
1)	Geotextiles como filtro.....	219

a)	Criterio de retención del suelo.	220
b)	Criterio de permeabilidad.	221
2)	Geodrenes 100% sintéticos.	221
3)	Materiales granulares.	222
a)	Criterio de filtración o protección contra la erosión interna.	223
b)	Criterio de permeabilidad o facilidad de flujo.	224
c)	Porcentaje de finos.	224
d)	Forma de las curvas de gradación.	224
e)	Materiales de filtro estándar.	225
f)	Agregados para subdrenes con geotextil.	226
g)	Diseño del material de filtro.	226
h)	Tubería para filtro.	227
i.	Tamaño de los orificios de la tubería colectora.	227
g.	Diseño de subdrenes de zanja.	228
1)	Metodologías para el diseño de subdrenajes de zanja.	231
a)	Método de Hutchinson.	232
b)	Método de Stanic.	233
c)	Método de Bromhead.	233
d)	Comparación entre los diferentes métodos.	235
h.	Dificultades para la excavación de zanjas.	236
3.	3. DRENES HORIZONTALES O DE PENETRACIÓN.	236
a.	Tubería utilizada para los subdrenes de penetración.	236
1)	Ranuras.	237
b.	Salida y entrega del agua.	239
4.	4. GEODRENES DE PENETRACIÓN.	240
a.	Diseño de subdrenes de penetración.	240
1)	Longitud.	240
2)	Pendiente.	240
3)	Alineamiento.	240
4)	Espaciamiento.	240
5)	Metodologías de diseño.	241
6)	Recolección y entrega.	241
7)	Observaciones para diseñar:	241
b.	Procedimientos de construcción de los subdrenes horizontales.	242
1)	Perforación a rotopercusión con aire a presión.	242
2)	Perforación a rotación con agua.	242
3)	Perforación a rotación simple por medios mecánicos.	243

4)	Perforación a percusión.....	243
5)	Control de alineamiento.....	243
6)	Colocación del ducto de drenaje.....	243
7)	Dificultades en la construcción de los subdrenes de penetración.....	243
c.	Mantenimiento de los subdrenes de penetración.....	244
d.	Colchones de drenaje.....	245
e.	Trincheras estabilizadoras.....	246
f.	Pantallas de drenaje.....	246
1)	Filtro sobre la superficie del talud.....	246
2)	Estructura de contención.....	247
3)	Subdrén colector.....	247
g.	Galerías de drenaje.....	247
5.	POZOS VERTICALES DE DRENAJE.....	249
a.	Pozos verticales con subdrenes de penetración.....	249
b.	Pozos interconectados.....	250
c.	Pozos con drenaje por sifón.....	252
d.	Geodrenes verticales.....	253
e.	Criterios para el diseño de pozos verticales.....	253
f.	Pozos de Alivio.....	253
g.	Pozos de drenaje por bombeo.....	254
h.	Subdrenaje de estructuras de contención.....	254
i.	Drenaje por electro ósmosis.....	255
III.	MARCO PRÁCTICO.....	257
A.	<i>ESTADO INICIAL DEL TALUD.....</i>	<i>257</i>
B.	<i>ENSAYOS DE SUELOS.....</i>	<i>259</i>
C.	<i>LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.....</i>	<i>260</i>
D.	<i>ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD.....</i>	<i>261</i>
1.	PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD CON LOS DIFERENTES MÉTODOS UTILIZADOS.....	261
a.	Análisis del talud considerando una superficie de falla plana.....	261
1)	Método No. 1: Culmann.....	261
b.	Análisis del talud considerando una superficie de falla circular.....	262
1)	Método No. 2: Procedimiento de masa del análisis de estabilidad o método de masa total.....	262
c.	Análisis del talud considerando una superficie de falla circular por dovelas.....	263
1)	Método 3: Fellenius o Método Sueco.....	263
2)	Método 4: Bishop.....	264

3)	Método 5: Morgenstern y Price	265
E.	APLICACIÓN DEL SISTEMA VETIVER	265
1.	DESCRIPCIÓN GENERAL.....	265
a.	Parámetros de siembra.	267
b.	Proceso de aplicación del Sistema Vetiver.	267
1)	Tramo 1: Sistema Vetiver combinado con geomanta.	268
a)	Especificaciones técnicas de la geomanta utilizada.....	268
b)	Proceso de instalación del Sistema Vetiver en combinación con la geomanta	269
2)	Tramo 2: Sistema Vetiver combinado con geotextil.....	272
a)	Especificaciones técnicas del geotextil utilizado.....	272
b)	Proceso de instalación del Sistema Vetiver en combinación con la geotextil.....	273
3)	Tramo 3: Solo Sistema Vetiver.....	276
a)	Proceso de instalación del Sistema Vetiver.....	276
F.	ENSAYOS A LAS RAÍCES.....	277
1.	JUSTIFICACIÓN DE HACER LOS ENSAYOS.	277
2.	METODOLOGÍA DE ENSAYO.....	278
a.	Muestreo.	278
b.	Mediciones.	278
c.	Ensayo a tensión.	279
d.	Ensayo a corte.....	281
G.	FUNDAMENTOS DEL MODELO INTEGRADO DE RESISTENCIA DEL SUELO CON EL SISTEMA VETIVER.....	283
H.	RESULTADOS.....	285
1.	RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD CON DIFERENTES METODOLOGÍAS.....	285
2.	RESULTADOS DE LOS ENSAYOS A LAS RAÍCES.	287
a.	Sistema Vetiver combinado con geomanta.	287
b.	Sistema Vetiver combinado con geotextil.....	288
c.	Sistema Vetiver solo.	289
3.	RESULTADOS DEL MODELO INTEGRADO	290
a.	Resistencia cortante del talud.....	290
b.	Resistencia cortante del Vetiver.....	291
c.	Integración del modelo.....	293
4.	DRENAJES.....	294
a.	Aplicación del Sistema Vetiver.....	294
1)	Descripción general.....	294

2)	Resultados.....	294
IV.	DISCUSIÓN.....	300
A.	<i>ESTABILIDAD DEL TALUD.....</i>	<i>300</i>
1.	LIMITACIONES DE LA APLICACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS.....	301
B.	<i>RESISTENCIA DE LAS RAÍCES DE VETIVER.....</i>	<i>301</i>
1.	LIMITACIONES DE LA METODOLOGÍA DE ENSAYO.....	305
a.	Muestreo.....	305
b.	Mediciones.....	306
c.	Equipo.....	306
d.	Tiempo de ensayo.....	306
C.	<i>MODELO INTEGRADO Y RESISTENCIA GLOBAL.....</i>	<i>307</i>
D.	<i>DRENAJES.....</i>	<i>309</i>
V.	CONCLUSIONES.....	310
VI.	RECOMENDACIONES.....	312
VII.	BIBLIOGRAFÍA.....	314
VIII.	ANEXOS.....	319
A.	<i>ENSAYOS DE SUELOS.....</i>	<i>319</i>
1.	RESUMEN DE RESULTADOS.....	319
2.	PROPIEDADES FÍSICAS.....	319
a.	Muestra 1 Sup. Der.:.....	319
b.	Muestra 1:.....	321
c.	Muestra 2:.....	322
d.	Muestra 3 “A”.....	323
e.	Muestra 3 “B”.....	324
f.	Muestra 4:.....	325
g.	Muestra 5:.....	326
3.	ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL TX/UU. CIRCULOS DE MOHR.....	327
a.	Muestra 1:.....	327
b.	Muestra 1 Sup. Der.:.....	327
c.	Muestra 2:.....	328
d.	Muestra 3 “A”.....	328
e.	Muestra 3 “B”.....	329
f.	Muestra 4:.....	329

g.	Muestra 5:	330
B.	<i>LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO</i>	330
1.	REGISTRO DE VALORES	330
C.	<i>RESULTADOS Y PROCESO DE LOS ANÁLISIS DEL TALUD REALIZADOS CONSIDERANDO EL CRITERIO DE SUPERFICIE DE DESLIZAMIENTO CIRCULAR, PLANA Y GENERAL</i>	337
1.	ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD CONSIDERANDO UNA SUPERFICIE DE FALLA PLANA.	337
a.	Resultados del análisis del talud con el método de Culmann.	337
1)	Análisis de estabilidad del perfil 1.	337
2)	Análisis de estabilidad del perfil 2 por el método Culmann.	339
3)	Análisis de estabilidad del perfil 3 por el método Culmann.	341
4)	Análisis de estabilidad del perfil 4 por el método Culmann.	343
5)	Análisis de estabilidad del perfil 5 por el método Culmann.	345
6)	Análisis de estabilidad del perfil 6 por el método Culmann.	347
7)	Análisis de estabilidad del perfil 7 por el método Culmann.	349
2.	ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD CONSIDERANDO UNA SUPERFICIE DE FALLA CIRCULAR.....	351
a.	Análisis del talud considerando una superficie de falla circular por el método de análisis total.....	351
1)	Análisis de estabilidad del perfil 1 por el método de masa total.....	351
2)	Análisis de estabilidad del perfil 2 por el método de masa total.....	352
3)	Análisis de estabilidad del perfil 3 por el método de masa total.....	352
4)	Análisis de estabilidad del perfil 4 por el método de masa total.....	353
5)	Análisis de estabilidad del perfil 5 por el método de masa total.....	353
6)	Análisis de estabilidad del perfil 6 por el método del procedimiento de masa total.....	354
7)	Análisis de estabilidad del perfil 7 por el método de masa total.....	355
b.	Análisis del talud suponiendo una superficie de falla circular por el método de Fellenius.....	356
1)	Análisis de estabilidad del perfil 1 del talud por el criterio de Fellenius.	356
2)	Análisis de estabilidad del perfil 2 del talud por el criterio de Fellenius.	359
3)	Análisis de estabilidad del perfil 3 del talud por el criterio de Fellenius.	362
4)	Análisis de estabilidad del perfil 4 del talud por el criterio de Fellenius.	365
5)	Análisis de estabilidad del perfil 5 del talud por el criterio de Fellenius.	368
6)	Análisis de estabilidad del perfil 6 del talud por el criterio de Fellenius.	371
7)	Análisis de estabilidad del perfil 7 del talud por el criterio de Fellenius.	374
c.	Análisis del talud suponiendo una superficie de falla circular por el método de Bishop.....	377

1)	Análisis de estabilidad del perfil 1 del talud por el criterio de Bishop.....	377
2)	Análisis de estabilidad del perfil 2 del talud por el criterio de Bishop.....	380
3)	Análisis de estabilidad del perfil 3 del talud por el criterio de Bishop.....	383
4)	Análisis de estabilidad del perfil 4 del talud por el criterio de Bishop.....	386
5)	Análisis de estabilidad del perfil 5 del talud por el criterio de Bishop.....	389
6)	Análisis de estabilidad del perfil 6 del talud por el criterio de Bishop.....	392
7)	Análisis de estabilidad del perfil 7 del talud por el criterio de Bishop.....	395
d.	Análisis del talud suponiendo una superficie de falla circular por el método de Morgenstern-Price	398
1)	Análisis de estabilidad del perfil 1 del talud por el criterio de Morgenstern-Price.	398
2)	Análisis de estabilidad del perfil 2 del talud por el criterio de Morgenstern-Price.	401
3)	Análisis de estabilidad del perfil 3 del talud por el criterio de Morgenstern-Price.	404
4)	Análisis de estabilidad del perfil 4 del talud por el criterio de Morgenstern-Price.	407
5)	Análisis de estabilidad del perfil 5 del talud por el criterio de Morgenstern-Price.	410
6)	Análisis de estabilidad del perfil 6 del talud por el criterio de Morgenstern-Price.	413
7)	Análisis de estabilidad del perfil 7 del talud por el criterio de Morgenstern-Price.	416
D.	RESULTADOS DE LOS ENSAYOS MECÁNICOS A LAS RAÍCES DEL VETIVER (TENSIÓN Y CORTE).....	419
1.	SISTEMA VETIVER COMBINADO CON GEOMANTA	419
a.	Ensayos a tensión.....	419
b.	Ensayos a corte.....	422
2.	SISTEMA VETIVER COMBINADO CON GEOTEXTIL.....	423
a.	Ensayos a tensión.....	423
b.	Ensayos a corte.....	426
3.	SISTEMA VETIVER SOLO.....	427
a.	Ensayos a Tensión	427
b.	Ensayos a Corte	430
E.	RESULTADOS DE LAS MEDICIÓN DE LA LONGITUD DE LAS RAÍCES.....	431
1.	SISTEMA VETIVER COMBINADO CON GEOMANTA	431
2.	SISTEMA VETIVER COMBINADO CON GEOTEXTIL.....	434
3.	SISTEMA VETIVER SOLO.....	439
F.	CÁLCULO DEL CAUDAL DE ESCORRENTÍA.....	443
G.	DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE DRENAJE.....	444
1.	ZANJA DE CORONA.....	444
2.	DRENES COLECTORES.....	445
3.	DRENAJES HACIA EL RÍO.....	446

4.	RESUMEN DE DISEÑO DE DRENAJES	447
<i>H.</i>	<i>PLANOS</i>	447
<i>I.</i>	<i>IMÁGENES</i>	448
1.	EXTRACCIÓN DE MUESTRAS DE SUELO.....	448
2.	LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	450
3.	INSTALACIÓN Y APLICACIÓN DEL SISTEMA VETIVER	451
a.	Sistema Vetiver combinado con geomanta	451
b.	Sistema Vetiver combinado con geotextil	459
c.	Sistema Vetiver solo	464
4.	EXTRACCIÓN DE LAS PLANTAS A ENSAYAR	467
5.	MEDICIÓN DE LAS RAICES DEL VETIVER	471
6.	ENSAYOS DE LAS RAICES DEL VETIVER	472

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 TIPOS DE RAÍCES	26
FIGURA 2 MODELO HIDRÁULICO E UNA INUNDACIÓN ATRAVESANDO BARRERAS DE VETIVER	43
FIGURA 3 ESTADO PLANO DE CARGAS	69
FIGURA 4 FORMA GENERAL DEL CÍRCULO DE MOHR	71
FIGURA 5 ENVOLVENTE DE FALLA DE MOHR Y CRITERIO DE FALLA DE MOHR-COULOMB	72
FIGURA 6 INCLINACIÓN DE UN PLANO DE FALLA EN EL SUELO CON RESPECTO AL PLANO PRINCIPAL MAYOR	73
FIGURA 7 CÍRCULO DE MOHR Y ENVOLVENTE DE FALLA	74
FIGURA 8 DETALLE DE LA CELDA PARA EL ENSAYO TRIAXIAL	77
FIGURA 9 EQUIPO DEL ENSAYO TRIAXIAL	77
FIGURA 10 DETALLE DE LA CAJA PARA ENSAYO DE CORTE DIRECTO	80
FIGURA 11 ENSAYO DE CORTE DIRECTO IN SITU	84
FIGURA 12 MUESTREADOR DE TUBO PARTIDO PARA ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR	85
FIGURA 13 DETALLE DE UN PIEZOCONO.....	86
FIGURA 14 PRESURÓMETRO DE MENARD.....	87
FIGURA 15 DETALLE DE UN ENSAYO DE VELETA	88
FIGURA 16 ENSAYO DE PERMEABILIDAD DE CAMPO (ENSAYO DE UN SECTOR CONFINADO).....	89
FIGURA 17 ENSAYO DE PERMEABILIDAD DE CAMPO (ENSAYO DE TUBO ABIERTO).....	89
FIGURA 18 COPA DE CASAGRANDE PARA OBTENER EL LÍMITE LÍQUIDO	91
FIGURA 19 CLASIFICACIÓN DE TALUDES.....	95
FIGURA 20 LADERA NATURAL.....	95
FIGURA 21 TALUD ARTIFICIAL, CORTE O RELLENO	96
FIGURA 22 TALUD ARTIFICIAL CON ÁNGULO UNIFORME	96
FIGURA 23 TALUD DE FORMA ESCALONADA CON BERMAS	97
FIGURA 24 NOMENCLATURA DE UN DESLIZAMIENTO.....	98
FIGURA 25 TOMA DE MUESTRAS INALTERADAS EN APIQUE	112
FIGURA 26 CAÍDA DE GRANOS.....	116
FIGURA 27 DESCASCARAMIENTO	116
FIGURA 28 INCLINACIÓN Y CAÍDA DE LOSAS	117
FIGURA 29 CAÍDA DE BLOQUES	118
FIGURA 30 DESMORONAMIENTO	118

FIGURA 31 CAÍDOS DE ROCA	119
FIGURA 32 LAVADO SUPERFICIAL	120
FIGURA 33 ESQUEMA GENERAL DE CÁRCAVA DE EROSIÓN.....	122
FIGURA 34 FLUJO DE DETRITOS	124
FIGURA 35 INCLINACIÓN.....	124
FIGURA 36 DISOLUCIÓN.....	125
FIGURA 37 CAÍDO DE BLOQUES POR GRAVEDAD EN ROCA FRACTURADA	127
FIGURA 38 CAÍDO DE BLOQUES RODANDO	128
FIGURA 39 CAÍDO DE ROCAS	128
FIGURA 40 CAÍDO DE RESIDUOS	128
FIGURA 41 ALGUNOS MECANISMOS DE FALLA DE CAÍDOS.....	129
FIGURA 42 PROCESO DE FALLA DEL VOLTEO.....	130
FIGURA 43 VOLTEO O INCLINACIÓN EN MATERIALES RESIDUALES.....	130
FIGURA 44 DESMORONAMIENTO DE UN TALUD O FALLA EN ESCALERA GENERADO POR UN VOLTEO	131
FIGURA 45 PROCESO DE REPTACIÓN	131
FIGURA 46 DESLIZAMIENTOS EN SUELOS BLANDOS	136
FIGURA 47 FALLA POR ROTACIÓN DE UN TALUD	136
FIGURA 48 MOVIMIENTO DE MASAS DE TIERRA.....	137
FIGURA 49 ORIENTACIÓN DE LOS ÁRBOLES.....	137
FIGURA 50 EFECTOS DE LA ESTRUCTURA EN LA FORMACIÓN DE DESLIZAMIENTOS A ROTACIÓN	138
FIGURA 51 FALLA DEL TALUD POR TRASLACIÓN	139
FIGURA 52 ESQUEMA DE DESLIZAMIENTO DE TRASLACIÓN	140
FIGURA 53 ESQUEMA DE UN ESPARCIMIENTO LATERAL	141
FIGURA 54 FLUJO DE FANGO	142
FIGURA 55 FLUJOS DE DIFERENTES VELOCIDADES.....	143
FIGURA 56 AVALANCHA EN CAUCE DE RÍO POR ACUMULACIÓN DE MATERIALES PRODUCTO DE UNA GRAN CANTIDAD DE DESLIZAMIENTOS OCURRIDOS EN EL MOMENTO DE UN SISMO	145
FIGURA 57 DESLIZAMIENTOS ROTACIONALES SIMPLES Y MÚLTIPLES	150
FIGURA 58 INCLINACIONES SENCILLAS Y MÚLTIPLES.....	151
FIGURA 59 DESLIZAMIENTOS RETROGRESIVOS	152
FIGURA 60 ESQUEMA DE DESARROLLO DE DESLIZAMIENTOS	153
FIGURA 61 FALLA PROGRESIVA O DEFORMACIONES CON EL TIEMPO, DE UN TALUD EN ARCILLA AL REALIZAR UN CORTE, ANALIZADO POR ELEMENTOS FINITOS	159

FIGURA 62 EVOLUCIÓN DE UN DESLIZAMIENTO EN ROCA FRACTURADA AL PROFUNDIZARSE UN CAUCE POR EROSIÓN PERMANENTE.....	159
FIGURA 63 FALLA DE UN TALUD	160
FIGURA 64 ANÁLISIS DE UN TALUD INFINITO SIN INFILTRACIÓN	164
FIGURA 65 ANÁLISIS DE UN TALUD FINITO; MÉTODO DE CULMANN.....	167
FIGURA 66 FALLA DE TALUD CON CÍRCULO DE PIE	170
FIGURA 67 FALLA DE TALUD CON CÍRCULO DE TALUD.....	170
FIGURA 68 FALLA SUPERFICIAL DE UN TALUD.....	171
FIGURA 69 FALLA DE BASE DE UN TALUD	171
FIGURA 70 DESLIZAMIENTO DE UNA MASA DE SUELO CON SUPERFICIE CIRCULAR.....	172
FIGURA 71 ANÁLISIS DE TALUDES EN SUELOS HOMOGÉNEOS CON $\phi > 0$	172
FIGURA 72 SUPERFICIE DE FALLA CIRCULAR DIVIDIDA POR DOVELAS.....	176
FIGURA 73 FUERZAS PRESENTES EN EL ANÁLISIS DE UNA DOVELA	176
FIGURA 74 POLÍGONO DE EQUILIBRIO DE FUERZAS	178
FIGURA 75 ANÁLISIS DE UN TALUD CON EL MÉTODO MORGENSTERN-PRICE.....	179
FIGURA 76 EFECTOS DE LA VEGETACIÓN SOBRE LA ESTABILIDAD DE UNA LADERA	192
FIGURA 77 REFUERZO DE SUPERFICIE DE FALLA POR LAS RAÍCES DE LOS ÁRBOLES	196
FIGURA 78 TIPOS DE ANCLAJE DE LA SUPERFICIE DE FALLA POR ACCIÓN DE LAS RAÍCES	197
FIGURA 79 DETALLE DE ZANJAS DE CORONACIÓN PARA EL CONTROL DE AGUAS SUPERFICIALES EN UN TALUD	205
FIGURA 80 ESQUEMA EN PLANTA DE CANALES CONECTORES ESPINA DE PESCADO	206
FIGURA 81 ESQUEMA DE ENTREGA DE CANALES INTERCEPTORES A MITAD DE TALUD	207
FIGURA 82 ESQUEMA TÍPICO DE LOS DRENES FRANCESES PARA EL CONTROL DE LA ESCORRENTÍA.....	208
FIGURA 83 DETALLE DE UN CANAL RÁPIDO DE ENTREGA.....	210
FIGURA 84 ESQUEMA DE UN CANAL DE ENTREGA CON GRADAS DE DISIPACIÓN.....	211
FIGURA 85 ESQUEMA DE UNA CORTINA IMPERMEABLE.....	214
FIGURA 86 EJEMPLO DEL USO DE UNA CORTINA IMPERMEABLE PARA ESTABILIZA UN DESLIZAMIENTO	214
FIGURA 87 TRASLAPO DE INYECCIONES PARA FORMAR UNA CORTINA IMPERMEABLE	216
FIGURA 88 PROCESO DE LA CONSTRUCCIÓN DE PANTALLAS DE COLUMNAS PARA SUELO MEZCLADO CON CEMENTO	216
FIGURA 89 (A) DETALLE DE ZANJAS PROFUNDAS PARA EL DRENAJE Y SUBDRENAJE, (B) SISTEMA DE FILTRO INVERTIDO PARA CONTROLAR LA EROSIÓN DE LAS ZANJAS DE SUBDRENAJE.....	217
FIGURA 90 ESQUEMA DE UN GRUPO DE SUBDRENES CON CONTRAFUERTE.....	218

FIGURA 91 DETALLES TÍPICOS DE UN SUBDRÉN DE ZANJA	218
FIGURA 92 COLOCACIÓN DE SUBDRÉN DE CORONA DE TALUD	219
FIGURA 93 DIAGRAMA DE UN SUBDRÉN 100% SINTÉTICO.....	222
FIGURA 94 SI EXISTEN CAPAS PERMEABLES E IMPERMEABLES, ÚNICAMENTE SE DEBEN VERIFICAR CONDICIONES DE FILTRACIÓN EN EL MANTO QUE PRODUCE EL FLUJO DE AGUA AL DREN	226
FIGURA 95 SISTEMAS DE DREN DE ZANJA.....	229
FIGURA 96 ESPACIAMIENTO ENTRE SUBDRENES, CON BASE EN EL COMPORTAMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO.....	230
FIGURA 97 SUBDRENES EN TALUDES SATURADOS DE SUELOS ARENOSOS Y SU EFECTO EN EL NIVEL FREÁTICO.....	230
FIGURA 98 TERMINOLOGÍA UTILIZADA PARA EL ANÁLISIS MATEMÁTICO DEL FLUJO EN SUBDRENES DE ZANJA	231
FIGURA 99 RED DE FLUJO HACIA UN DREN, MÉTODO DE HUTCHINSON. DONDE HO ES EL NIVEL ORIGINAL DEL AGUA SOBRE LA BASE DE LA ZANJA, Y S ES ESPACIAMIENTO ENTRE DRENES	232
FIGURA 100 EJEMPLO DE CÁLCULO DE ABATIMIENTO DE DOS SUBDRENES DE ZANJA TIPO CONTRAFUERTE Y PENETRACIÓN TOTAL, SEGÚN CORNFORTH.....	235
FIGURA 101 ESQUEMA DE LA COLOCACIÓN DE UN SUBDRÉN DE PENETRACIÓN	236
FIGURA 102 EJEMPLOS DE CONDICIONES GEOLÓGICAS EN LAS QUE SE EMPLEAN SUBDRENES HORIZONTALES	237
FIGURA 103 USO DE SUBDRÉN HORIZONTAL COMO COLECTOR DE UN DREN INTERCEPTOR DE UNA VÍA	237
FIGURA 104 DETALLES DEL SISTEMA DE ENTREGA DE LOS SUBDRENES HORIZONTALES	239
FIGURA 105 SUBDRÉN DE PENETRACIÓN DISEÑADO PARA CAPTAR AGUA SOLO EN LA PUNTA INTERIOR	239
FIGURA 106 PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN DE SUBDRENES DE PENETRACIÓN	242
FIGURA 107 EJEMPLO DE MEDICIÓN DE PENDIENTES DE UN SUBDRÉN HORIZONTAL (A) ENSAYOS PAJARI, (B) ENSAYOS DE CABEZA DE AGUA	244
FIGURA 108 DIAGRAMAS DE COLCHONES DE DRENAJE	245
FIGURA 109 ESQUEMA DE UNA TRINCHERA ESTABILIZADORA.....	246
FIGURA 110 DETALLE ESQUEMÁTICO DE UN SUBDRÉN DE PANTALLA.....	247
FIGURA 111 PANTALLAS DE DRENAJE CON GAVIONES	247
FIGURA 112 POZO VERTICAL DE DRENAJE CON SUBDRENES DE PENETRACIÓN	249
FIGURA 113 PRINCIPIO DE UN SISTEMA DE POZO VERTICAL CON DRENES HORIZONTALES PARA LA ESTABILIZACIÓN DE DESLIZAMIENTOS	250
FIGURA 114 COMBINACIÓN DE POZOS VERTICALES Y SUBDRENES HORIZONTALES	250

FIGURA 115 POZOS VERTICALES CONECTADOS CON DUCTOS HORIZONTALES DE PVC PARA DESAGÜE.....	251
FIGURA 116 POZOS VERTICALES ACAMPANADOS QUE SE TRASLAPAN EN EL PIE.....	251
FIGURA 117 CONSTRUCCIÓN DE DUCTOS ENTRE POZOS VERTICALES.....	252
FIGURA 118 POZOS VERTICALES DE SUB-DRENAJE UTILIZANDO UN SISTEMA DE BOMBEO Y SIFÓN.....	252
FIGURA 119 REDUCCIÓN DE PRESIONES ARTESIANAS CON EL USO DE POZOS DE ALIVIO INCLINADOS.....	254
FIGURA 120 FLUJO DE AGUA HACIA UN POZO DE BOMBEO EN UN TALUD.....	254
FIGURA 121 SUBDRENAJE DE MUROS DE CONTENCIÓN.....	255
FIGURA 122 DRENAJE POR ELECTRO ÓSMOSIS.....	256
FIGURA 123 DIVISIÓN DEL TALUD Y UBICACIÓN DE LAS MUESTRAS EXTRAÍDAS.....	259
FIGURA 124 PREPARACIÓN DEL TERRENO.....	269
FIGURA 125 ZANJAS DE ANCLAJE.....	270
FIGURA 126 ANCLAJE DE LA GEOMANTA.....	270
FIGURA 127 TENDIDO DE LA GEOMANTA.....	270
FIGURA 128 CANTIDAD DE GRAPAS SEGÚN LA INCLINACIÓN DEL TALUD.....	271
FIGURA 129 REALIZACIÓN DE HOYOS PARA LA SIEMBRA.....	271
FIGURA 130 PREPARACIÓN DEL TERRENO.....	273
FIGURA 131 ZANJAS DE ANCLAJE.....	274
FIGURA 132 ANCLAJE DEL GEOTEXTIL.....	274
FIGURA 133 TENDIDO DE LA GEOTEXTIL.....	275
FIGURA 134 CANTIDAD DE GRAPAS SEGÚN LA INCLINACIÓN DEL TALUD.....	275
FIGURA 135 REALIZACIÓN DE HOYOS PARA LA SIEMBRA.....	276
FIGURA 136 PREPARACIÓN DEL TERRENO.....	276
FIGURA 137 ESQUEMA DE EQUIPO UTILIZADO PARA LOS ENSAYOS A TENSIÓN DE LAS RAÍCES.....	281
FIGURA 138 ESQUEMA DE EQUIPO UTILIZADO PARA LOS ENSAYOS A CORTE DE LAS RAÍCES.....	283
FIGURA 139 LEY DE HOOKE EN CORTANTE.....	284
FIGURA 140 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DEL TALUD, CON CURVAS DE NIVEL A CADA MEDIO METRO.....	296
FIGURA 141 PROPUESTA PARA LA UBICACIÓN DE LA ZANJA DE CORONACIÓN Y DRENAJES COLECTORES.....	297
FIGURA 142 DETALLE DE LA ZANJA DE CORONA.....	297
FIGURA 143 VISTA FRONTAL DE LOS DRENAJES COLECTORES EN EL TALUD.....	297
FIGURA 144 VISTA EN PLANTA DE LOS DRENAJES COLECTORES EN EL TALUD CON DISIPADORES DE ENERGÍA.....	298
FIGURA 145 VISTA DE PERFIL DE LOS DRENAJES COLECTORES EN EL TALUD CON DISIPADORES DE ENERGÍA.....	298

FIGURA 146 VISTA FRONTAL DE LOS DRENAJES QUE LLEVAN EL AGUA HACIA EL RÍO.....	298
FIGURA 147 VISTA EN PLANTA DE LOS DRENAJES QUE LLEVAN EL AGUA HACIA EL RÍO	299
FIGURA 148 PERFIL 1 DEL TALUD.....	356
FIGURA 149 PERFIL 2 DEL TALUD.....	359
FIGURA 150 PERFIL 3 DEL TALUD.....	362
FIGURA 151 PERFIL 4 DEL TALUD.....	365
FIGURA 152 ANÁLISIS DEL PERFIL 3 DEL TALUD CON EL PRINCIPIO DE DOVELAS Y EL PRINCIPIO DE FELLENIOUS	367
FIGURA 153 PERFIL 5 DEL TALUD.....	368
FIGURA 154 PERFIL 6 DEL TALUD.....	371
FIGURA 155 PERFIL 7 DEL TALUD.....	374

LISTA DE TABLAS

TABLA 1 EFECTOS DE LA VEGETACIÓN EN LA ESTABILIDAD DE UNA PENDIENTE	20
TABLA 2 LIMITACIONES POR ÁNGULO DE LA PENDIENTE EN EL ESTABLECIMIENTO DE VEGETACIÓN	21
TABLA 3 ENSAYOS DE RESISTENCIA A LA TENSIÓN DE ALGUNAS RAÍCES DE PLANTAS TROPICALES	27
TABLA 4 ESFUERZOS DE TENSIÓN DE LAS RAÍCES DE ALGUNAS PLANTAS	39
TABLA 5 DIÁMETRO Y ESFUERZO DE TENSIÓN DE LAS RAÍCES DE VARIAS HIERBAS	40
TABLA 6 ESPACIAMIENTOS DEL VETIVER PARA EL CONTROL EFECTIVO DE LA EROSIÓN	63
TABLA 7 LÍMITES PARA LOS CUATRO ESTADOS DE LOS SUELOS FINOS ATTERBERG 1911	90
TABLA 8 DENOMINACIONES DE LA CURVA GRANULOMÉTRICA.....	93
TABLA 9 MÉTODOS DE SONDEOS	111
TABLA 10 CLASES DE CALIDAD DE MUESTREO	113
TABLA 11 GLOSARIO DE NOMBRES PARA LA CARACTERIZACIÓN DE MOVIMIENTOS EN MASA	147
TABLA 12 VELOCIDAD DE LOS MOVIMIENTOS	149
TABLA 13 MÉTODOS DE PREVENCIÓN DE LA AMENAZA O EL RIESGO	184
TABLA 14 MÉTODOS DE ELUSIÓN DE AMENAZAS DE DESLIZAMIENTOS	184
TABLA 15 ESTRUCTURAS DE CONTROL DE MASAS EN MOVIMIENTO.....	185
TABLA 16 MÉTODOS DE CONFORMACIÓN TOPOGRÁFICA PARA EQUILIBRAR FUERZAS	185
TABLA 17 MÉTODOS DE RECUBRIMIENTO DE LA SUPERFICIE DEL TALUD	186
TABLA 18 MÉTODOS DE CONTROL DE AGUA Y PRESIÓN DE POROS.....	186
TABLA 19 MÉTODOS DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN	187
TABLA 20 MÉTODOS PARA MEJORAR LA RESISTENCIA DEL SUELO.....	188
TABLA 21 SISTEMAS DE PROTECCIÓN UTILIZANDO BIOTECNOLOGÍA	189
TABLA 22 COMPONENTES DE LA PLANTA Y SUS FUNCIONES.....	193
TABLA 23 COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA PARA SU USO EN TALUDES	203
TABLA 24 RANGO DE VALORES DE ALGUNAS PROPIEDADES REPRESENTATIVAS DE ALGUNOS GEOTEXILES EMPLEADOS PARA FILTROS	220
TABLA 25 GRANULOMETRÍA DE MATERIALES PARA FILTRO SEGÚN SOP	225
TABLA 26 GRANULOMETRÍA PARA UN FILTRO DE CALIFORNIA	225
TABLA 27 PROPIEDADES FÍSICAS DE LA GEOMANTA	268
TABLA 28 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA GEOMANTA.....	269
TABLA 29 CARACTERÍSTICAS DE PRESENTACIÓN DEL ROLLO DE GEOMANTA.....	269

TABLA 30 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL GEOTEXTIL UTILIZADO	272
TABLA 31 PROPIEDADES HIDRÁULICAS DEL GEOTEXTIL UTILIZADO	273
TABLA 32 PRESENTACIÓN DEL ROLLO DEL GEOTEXTIL	273
TABLA 33 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE TODOS LOS PERFILES DEL TALUD ESTUDIADOS POR EL MÉTODO DE CULMANN	285
TABLA 34 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE TODOS LOS PERFILES DEL TALUD ESTUDIADOS POR EL MÉTODO DE CULMANN CONSIDERANDO QUE LAS RAÍCES DEL VETIVER INTERSECAN LA SUPERFICIE DE FALLA	285
TABLA 35 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE TODOS LOS PERFILES DEL TALUD ESTUDIADOS POR EL MÉTODO DE PROCEDIMIENTO DE MASA DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	285
TABLA 36 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE TODOS LOS PERFILES ESTUDIADOS DEL TALUD POR EL MÉTODO DE FELLENIUS	286
TABLA 37 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE TODOS LOS PERFILES ESTUDIADOS DEL TALUD POR EL MÉTODO DE BISHOP	286
TABLA 38 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE TODOS LOS PERFILES ESTUDIADOS DEL TALUD POR EL MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE	286
TABLA 39 RESISTENCIA CORTANTE DEL SUELO	291
TABLA 40 RANGOS DE RESISTENCIA A TENSIÓN DE LAS RAÍCES DE VETIVER	291
TABLA 41 ESFUERZOS PROMEDIO DE TENSIÓN DE LAS RAÍCES DE VETIVER	292
TABLA 42 INCREMENTO DEL ESFUERZO DE ACUERDO AL ÁNGULO DE DISTORSIÓN DE CORTANTE	292
TABLA 43 INCREMENTO DEL ESFUERZO DE LAS RAÍCES DE ACUERDO AL TRAMO DEL TALUD	293
TABLA 44 RESISTENCIA TOTAL DEL TALUD CON EL SISTEMA VETIVER	293
TABLA 45 PORCENTAJE DE CONTRIBUCIÓN DEL SISTEMA VETIVER AL TALUD	294
TABLA 46 COMPARACIÓN DE LOS VALORES N Y M PARA EL VETIVER COMBINADO CON GEOMANTA	303
TABLA 47 COMPARACIÓN DE LOS VALORES N Y M PARA EL VETIVER COMBINADO CON GEOTEXTIL	303
TABLA 48 COMPARACIÓN DE LOS VALORES N Y M PARA EL VETIVER SOLO	304
TABLA 49 PROPIEDADES FÍSICAS DE LAS MUESTRAS DE SUELOS	319
TABLA 50 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS MUESTRAS DE SUELOS	319
TABLA 51 PORCENTAJES QUE PASAN CADA TAMIZ, MUESTRA 1 SUPERIOR DERECHA	320
TABLA 52 PROPIEDADES MUESTRA 1 SUPERIOR DERECHA	320
TABLA 53 PORCENTAJES QUE PASAN CADA TAMIZ MUESTRA 1	321
TABLA 54 PROPIEDADES MUESTRA 1	321
TABLA 55 PORCENTAJES QUE PASAN CADA TAMIZ MUESTRA 2	322

TABLA 56 PROPIEDADES MUESTRA 2	322
TABLA 57 PORCENTAJES QUE PASAN CADA TAMIZ MUESTRA 3 "A"	323
TABLA 58 PROPIEDADES MUESTRA 3 "A"	323
TABLA 59 PORCENTAJES QUE PASAN CADA TAMIZ MUESTRA 3 "B"	324
TABLA 60 PROPIEDADES MUESTRA 3 "B"	324
TABLA 61 PORCENTAJES QUE PASAN CADA TAMIZ MUESTRA 4	325
TABLA 62 PROPIEDADES MUESTRA 4	325
TABLA 63 PORCENTAJE QUE PASAN CADA TAMIZ MUESTRA 5	326
TABLA 64 PROPIEDADES MUESTRA 5	326
TABLA 65 HILOS Y AZIMUTS MEDIDOS.....	330
TABLA 66 MEDIDAS PARCIALES CALCULADAS	332
TABLA 67 COORDENADAS DE LOS PUNTOS MEDIDOS	334
TABLA 68 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DEL PERFIL 1 DEL TALUD CON EL MÉTODO DE MASA TOTAL EN UNA SUPERFICIE DE FALLA CIRCULAR.....	351
TABLA 69 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DEL PERFIL 2 DEL TALUD CON EL MÉTODO DE MASA TOTAL EN UNA SUPERFICIE DE FALLA CIRCULAR.....	352
TABLA 70 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DEL PERFIL 3 DEL TALUD CON EL MÉTODO DE MASA TOTAL EN UNA SUPERFICIE DE FALLA CIRCULAR.....	352
TABLA 71 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DEL PERFIL 4 DEL TALUD CON EL MÉTODO DE MASA TOTAL EN UNA SUPERFICIE DE FALLA CIRCULAR.....	353
TABLA 72 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DEL PERFIL 5 DEL TALUD CON EL MÉTODO DE MASA TOTAL EN UNA SUPERFICIE DE FALLA CIRCULAR.....	353
TABLA 73 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DEL PERFIL 6 DEL TALUD CON EL MÉTODO DE MASA TOTAL EN UNA SUPERFICIE DE FALLA CIRCULAR.....	354
TABLA 74 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DEL PERFIL 7 DEL TALUD CON EL MÉTODO MASA TOTAL EN UNA SUPERFICIE DE FALLA CIRCULAR.....	355
TABLA 75 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LAS DOVELAS EN EL ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE FELLENIUS DEL PERFIL 2	357
TABLA 76 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LAS DOVELAS EN EL ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE FELLENIUS DEL PERFIL 2	360
TABLA 77 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LAS DOVELAS EN EL ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE FELLENIUS DEL PERFIL 3	363

TABLA 78 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LAS DOVELAS EN EL ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE FELLENIUS DEL PERFIL 4	366
TABLA 79 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LAS DOVELAS EN EL ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE FELLENIUS DEL PERFIL 5	369
TABLA 80 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LAS DOVELAS EN EL ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE FELLENIUS DEL PERFIL 6	372
TABLA 81 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LAS DOVELAS EN EL ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE FELLENIUS DEL PERFIL 7	375
TABLA 82 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LAS DOVELAS EN EL ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE BISHOP DEL PERFIL 1	378
TABLA 83 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LAS DOVELAS EN EL ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE BISHOP DEL PERFIL 2	381
TABLA 84 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LAS DOVELAS EN EL ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE BISHOP DEL PERFIL 3	384
TABLA 85 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LAS DOVELAS EN EL ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE BISHOP DEL PERFIL 4	387
TABLA 86 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LAS DOVELAS EN EL ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE BISHOP DEL PERFIL 5	390
TABLA 87 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LAS DOVELAS EN EL ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE BISHOP DEL PERFIL 6	393
TABLA 88 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LAS DOVELAS EN EL ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE BISHOP DEL PERFIL 7	396
TABLA 89 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LAS DOVELAS EN EL ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE DEL PERFIL 1	399
TABLA 90 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LAS DOVELAS EN EL ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE DEL PERFIL 2	402
TABLA 91 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LAS DOVELAS EN EL ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE DEL PERFIL 3	405
TABLA 92 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LAS DOVELAS EN EL ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE DEL PERFIL 4	408
TABLA 93 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LAS DOVELAS EN EL ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE DEL PERFIL 5	411

TABLA 94 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LAS DOVELAS EN EL ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE DEL PERFIL 6.....	414
TABLA 95 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LAS DOVELAS EN EL ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE DEL PERFIL 7.....	417
TABLA 96 RESULTADOS DE ENSAYO A TENSIÓN PLANTA 1.....	419
TABLA 97 RESULTADOS DE ENSAYO A TENSIÓN PLANTA 2.....	420
TABLA 98 RESULTADOS DE ENSAYO A TENSIÓN PLANTA 3.....	421
TABLA 99 RESULTADOS DE ENSAYO A CORTE PLANTA 4.....	422
TABLA 100 RESULTADOS DE ENSAYO A TENSIÓN PLANTA 1.....	423
TABLA 101 RESULTADOS DE ENSAYO A TENSIÓN PLANTA 2.....	424
TABLA 102 RESULTADOS DE ENSAYO A TENSIÓN PLANTA 3.....	425
TABLA 103 RESULTADOS DE ENSAYO A CORTE PLANTA 4.....	426
TABLA 104 RESULTADOS DE ENSAYO A TENSIÓN PLANTA 1.....	427
TABLA 105 RESULTADOS DE ENSAYO A TENSIÓN PLANTA 2.....	428
TABLA 106 RESULTADOS DE ENSAYO A TENSIÓN PLANTA 3.....	429
TABLA 107 RESULTADOS DE ENSAYO A CORTE PLANTA 4.....	430
TABLA 108 MEDICIONES DE LAS RAÍCES PLANTA 1.....	431
TABLA 109 MEDICIONES DE LAS RAÍCES PLANTA 2.....	432
TABLA 110 MEDICIONES DE LAS RAÍCES PLANTA 3.....	433
TABLA 111 MEDICIONES DE LAS RAÍCES PLANTA 1.....	434
TABLA 112 MEDICIONES DE LAS RAÍCES PLANTA 2.....	436
TABLA 113 MEDICIONES DE LAS RAÍCES PLANTA 3.....	437
TABLA 114 MEDICIONES DE LAS RAÍCES PLANTA 1.....	439
TABLA 115 MEDICIONES DE LAS RAÍCES PLANTA 2.....	440
TABLA 116 MEDICIONES DE LAS RAÍCES PLANTA 3.....	441
TABLA 117 RESUMEN DEL DISEÑO DE DRENAJES.....	447

LISTA DE GRÁFICAS

GRÁFICA 1 DEFORMACIÓN A LA ROTURA DE LAS RAÍCES DE ALGUNAS ESPECIES VEGETALES TROPICALES ...	23
GRÁFICA 2 RESISTENCIA A LA TENSIÓN DE LAS RAÍCES DE ALGUNAS ESPECIES VEGETALES TROPICALES	24
GRÁFICA 3 DISTRIBUCIÓN DEL DIÁMETRO DE LAS RAÍCES VS ESFUERZO A TENSIÓN	38
GRÁFICA 4 FUERZAS DE RESISTENCIA AL CORTE DE LA RAÍZ DEL VETIVER	40
GRÁFICA 5 ESFUERZO DE FALLA Y ENVOLVENTE DE UN ENSAYO DE CORTE DIRECTO	80
GRÁFICA 6 EJEMPLO DE CURVA GRANULOMÉTRICA	94
GRÁFICA 7 DEFORMACIONES DE PRE-FALLA EN EL DESLIZAMIENTO DE “LES GRANDES MURAILES” EN FRANCIA	156
GRÁFICA 8 NÚMERO DE ESTABILIDAD DE TAYLOR PARA $\phi > 0$	174
GRÁFICA 9 FACTOR DE SEGURIDAD CON RESPECTO A LA COHESIÓN CONTRA EL FACTOR DE SEGURIDAD CON RESPECTO A LA FRICCIÓN	175
GRÁFICA 10 FUNCIÓN HALF-SINE	180
GRÁFICA 11 ABACO PARA EL DISEÑO RÁPIDO DE CANALES DE DRENAJE EN TALUDES	209
GRÁFICA 12 ESQUEMA DE LA GRANULOMETRÍA ACEPTABLE PARA UN FILTRO DE PROTECCIÓN DE UN SUELO DETERMINADO	223
GRÁFICA 13 CURVAS DE ABATIMIENTO PARA VARIOS ESPACIAMIENTOS DE SUBDRENES: (A) CON BASE IMPERMEABLE EN EL FONDO DEL DREN. (B) CON BASE IMPERMEABLE A UNA ALTURA DE 3 ½ HO	233
GRÁFICA 14 MÉTODO DE STANIC, EN DONDE SE MUESTRAN LAS RELACIONES ENTRE ALTURAS Y PENDIENTES	234
GRÁFICA 15 ABATIMIENTO PROMEDIO PARA DIFERENTES ESPACIAMIENTOS DE ZANJA	234
GRÁFICA 16 VARIACIÓN DE LA PRESIÓN DE POROS PROMEDIO CON EL ESPACIAMIENTO DE SUBDRENES DE ZANJA	235
GRÁFICA 17 RESULTADOS DE LOS ESFUERZOS DE TENSIÓN VS. DIÁMETRO DE RAÍCES DE TODAS LAS PLANTAS.	287
GRÁFICA 18 RESULTADOS DE LOS ESFUERZOS DE CORTE VS. DIÁMETROS DE LAS RAÍCES.	288
GRÁFICA 19 RESULTADOS DE LOS ESFUERZOS DE TENSIÓN VS. DIÁMETROS DE TODAS LAS PLANTAS.	288
GRÁFICA 20 RESULTADOS DE LOS ESFUERZOS DE CORTE VS. DIÁMETROS DE LAS RAÍCES SV CON GEOTEXTIL	289
GRÁFICA 21 RESULTADOS DE LOS ESFUERZOS DE TENSIÓN VS. DIÁMETROS DE TODAS LAS PLANTAS.	289
GRÁFICA 22 RESULTADOS DE ESFUERZOS DE CORTE VS. DIÁMETROS DE LAS RAÍCES.	290

GRÁFICA 23 CURVA GRANULOMÉTRICA MUESTRA 1 SUPERIOR DERECHA	320
GRÁFICA 24 CURVA GRANULOMÉTRICA MUESTRA 1	321
GRÁFICA 25 CURVA GRANULOMÉTRICA MUESTRA 2	322
GRÁFICA 26 CURVA GRANULOMÉTRICA MUESTRA 3 "A"	323
GRÁFICA 27 CURVA GRANULOMÉTRICA MUESTRA 3 "B"	324
GRÁFICA 28 CURVA GRANULOMÉTRICA MUESTRA 4.....	325
GRÁFICA 29 CURVA GRANULOMÉTRICA MUESTRA 5	326
GRÁFICA 30 CÍRCULOS DE MOHR MUESTRA 1	327
GRÁFICA 31 CÍRCULOS DE MOHR MUESTRA 1 SUP. DER.....	327
GRÁFICA 32 CÍRCULOS DE MOHR MUESTRA 2	328
GRÁFICA 33 CÍRCULOS DE MOHR MUESTRA 3 "A"	328
GRÁFICA 34 CÍRCULOS DE MOHR MUESTRA 3 "B"	329
GRÁFICA 35 CÍRCULOS DE MOHR MUESTRA 4.....	329
GRÁFICA 36 CÍRCULOS DE MOHR MUESTRA 5.....	330
GRÁFICA 37 FSC - FS Φ E INTERSECCIÓN PARA ENCONTRAR EL VALOR DE FSS	351
GRÁFICA 38 FS _C - FS Φ E INTERSECCIÓN PARA ENCONTRAR EL VALOR DE FS _S	352
GRÁFICA 39 FSC - FS Φ E INTERSECCIÓN PARA ENCONTRAR EL VALOR DE FSS	353
GRÁFICA 40FSC - FS Φ E INTERSECCIÓN PARA ENCONTRAR EL VALOR DE FSS	354
GRÁFICA 41 (ELABORACIÓN PROPIA, 2012).....	354
GRÁFICA 42 FS _C - FS Φ E INTERSECCIÓN PARA ENCONTRAR EL VALOR DE FS _S	354
GRÁFICA 43FS _C - FS Φ E INTERSECCIÓN PARA ENCONTRAR EL VALOR DE FS _S	355
GRÁFICA 44 ANÁLISIS DEL PERFIL 1 DEL TALUD CON EL PRINCIPIO DE DOVELAS Y EL PRINCIPIO DE FELLENIUS	358
GRÁFICA 45 ANÁLISIS DEL PERFIL 2 DEL TALUD CON EL PRINCIPIO DE DOVELAS Y EL PRINCIPIO DE FELLENIUS	361
GRÁFICA 46 ANÁLISIS DEL PERFIL 3 DEL TALUD CON EL PRINCIPIO DE DOVELAS Y EL PRINCIPIO DE FELLENIUS	364
GRÁFICA 47 ANÁLISIS DEL PERFIL 5 DEL TALUD CON EL PRINCIPIO DE DOVELAS Y EL PRINCIPIO DE FELLENIUS	370
GRÁFICA 48 ANÁLISIS DEL PERFIL 6 DEL TALUD CON EL PRINCIPIO DE DOVELAS Y EL PRINCIPIO DE FELLENIUS	373
GRÁFICA 49 ANÁLISIS DEL PERFIL 7 DEL TALUD CON EL PRINCIPIO DE DOVELAS Y EL PRINCIPIO DE FELLENIUS	376

GRÁFICA 50 ANÁLISIS DEL PERFIL 1 DEL TALUD CON EL PRINCIPIO DE DOVELAS Y EL PRINCIPIO DE BISHOP	379
GRÁFICA 51 ANÁLISIS DEL PERFIL 2 DEL TALUD CON EL PRINCIPIO DE DOVELAS Y EL PRINCIPIO DE BISHOP	382
GRÁFICA 52 ANÁLISIS DEL PERFIL 3 DEL TALUD CON EL PRINCIPIO DE DOVELAS Y EL PRINCIPIO DE BISHOP	385
GRÁFICA 53 ANÁLISIS DEL PERFIL 4 DEL TALUD CON EL PRINCIPIO DE DOVELAS Y EL PRINCIPIO DE BISHOP	388
GRÁFICA 54 ANÁLISIS DEL PERFIL 5 DEL TALUD CON EL PRINCIPIO DE DOVELAS Y EL PRINCIPIO DE BISHOP	391
GRÁFICA 55 ANÁLISIS DEL PERFIL 6 DEL TALUD CON EL PRINCIPIO DE DOVELAS Y EL PRINCIPIO DE BISHOP	394
GRÁFICA 56 ANÁLISIS DEL PERFIL 7 DEL TALUD CON EL PRINCIPIO DE DOVELAS Y EL PRINCIPIO DE BISHOP	397
GRÁFICA 57 ANÁLISIS DEL PERFIL 1 DEL TALUD CON EL PRINCIPIO DE DOVELAS Y EL PRINCIPIO DE MORGENSTERN-PRICE	400
GRÁFICA 58 ANÁLISIS DEL PERFIL 2 DEL TALUD CON EL PRINCIPIO DE DOVELAS Y EL PRINCIPIO DE MORGENSTERN-PRICE	403
GRÁFICA 59 ANÁLISIS DEL PERFIL 3 DEL TALUD CON EL PRINCIPIO DE DOVELAS Y EL PRINCIPIO DE MORGENSTERN-PRICE	406
GRÁFICA 60 ANÁLISIS DEL PERFIL 4 DEL TALUD CON EL PRINCIPIO DE DOVELAS Y EL PRINCIPIO DE MORGENSTERN-PRICE	409
GRÁFICA 61 ANÁLISIS DEL PERFIL 5 DEL TALUD CON EL PRINCIPIO DE DOVELAS Y EL PRINCIPIO DE MORGENSTERN-PRICE	412
GRÁFICA 62 ANÁLISIS DEL PERFIL 6 DEL TALUD CON EL PRINCIPIO DE DOVELAS Y EL PRINCIPIO DE MORGENSTERN-PRICE	415
GRÁFICA 63 ANÁLISIS DEL PERFIL 7 DEL TALUD CON EL PRINCIPIO DE DOVELAS Y EL PRINCIPIO DE MORGENSTERN-PRICE	418
GRÁFICA 64 ESFUERZOS DE TENSIÓN VS. DIÁMETROS, PLANTA 1	419
GRÁFICA 65 ESFUERZOS DE TENSIÓN VS. DIÁMETROS, PLANTA 2	420
GRÁFICA 66 ESFUERZOS DE TENSIÓN VS. DIÁMETROS, PLANTA 3	421
GRÁFICA 67 ESFUERZOS DE CORTE VS. DIÁMETROS, PLANTA 4	422
GRÁFICA 68 ESFUERZOS A TENSIÓN, PLANTA 1	423

GRÁFICA 69 ESFUERZOS A TENSIÓN VS. DIÁMETROS, PLANTA 2	424
GRÁFICA 70 ESFUERZOS DE TENSIÓN VS. DIÁMETROS, PLANTA 3.....	425
GRÁFICA 71 ESFUERZOS DE CORTE VS. DIÁMETROS, PLANTA 4	426
GRÁFICA 72 ESFUERZOS DE TENSIÓN VS. DIÁMETROS, PLANTA 1.....	427
GRÁFICA 73 ESFUERZOS DE TENSIÓN VS. DIÁMETROS, PLANTA 2.....	428
GRÁFICA 74 ESFUERZOS DE TENSIÓN VS. DIÁMETROS, PLANTA 3.....	429
GRÁFICA 75 ESFUERZOS DE CORTE VS. DIÁMETROS, PLANTA 4.....	430

LISTA DE IMÁGENES

IMAGEN 1 COMPARACIÓN DEL VETIVER ZIZANOIDES (IZQUIERDA) VS. VETIVER NIGRITANA (DERECHA).....	9
IMAGEN 2 COMPARACIÓN DEL SISTEMA RADICULAR DEL VETIVER ZIZANOIDES (ARRIBA) VS. VETIVER NEMORALIS (ABAJO)	9
IMAGEN 3 DIVISIÓN DE PLANTAS DE VETIVER.....	16
IMAGEN 4 EL VETIVER FORMA UN BIOFILTRO GRUESO Y EFECTIVO (IZQUIERDA) Y DEBAJO DE LA SUPERFICIE (DERECHA)	36
IMAGEN 5 PRINCIPIOS DE ESTABILIZACIÓN DE PENDIENTES CON EL VETIVER (IZQUIERDA); LAS RAÍCES DE VETIVER REFUERZAN ESTA PARED DE DIQUE PROTEGIÉNDOLA DE SER ARRASTRADA POR LAS CRECIDAS E INUNDACIONES (DERECHA).....	36
IMAGEN 6 RAÍCES DEL VETIVER MAYORES A 2 AÑOS	41
IMAGEN 7 SISTEMA RADICULAR DEL VETIVER.....	42
IMAGEN 8 UTILIZACIÓN DE GEOMANTA EN TALUDES.....	50
IMAGEN 9 UTILIZACIÓN DE BIOMANTA EN TALUDES.....	51
IMAGEN 10 UTILIZACIÓN DE GEOTEXTIL PARA EL CONTROL DE EROSIÓN.....	53
IMAGEN 11 EROSIÓN LAMINAR	120
IMAGEN 12 EROSIÓN DE SURCOS	121
IMAGEN 13 SISTEMAS DE CÁRCAVAS MAYORES	122
IMAGEN 14 EROSIÓN INTERNA (PIPING).....	123
IMAGEN 15 EROSIÓN POR AFLORAMIENTO DE AGUA.....	123
IMAGEN 16 ARCILLA AGRIETADA POR ESFUERZOS DE EXPANSIÓN Y CONTRACCIÓN	125
IMAGEN 17 AGRIETAMIENTO DESPUÉS DE UN SISMO EN MEJICALI, BAJA CALIFORNIA	126
IMAGEN 18 ACUMULACIÓN DE SUELO EN DEPRESIONES, POR DESLIZAMIENTO	132
IMAGEN 19 INCLINACIÓN DE LOS ARBOLES DEBIDO A DESLIZAMIENTOS	133
IMAGEN 20 RUPTURA DE PISO Y MUROS DEBIDO A DESLIZAMIENTO DE RELLENO	133
IMAGEN 21 FALLA POR DESLIZAMIENTO SUPERFICIAL	134
IMAGEN 22 FALLA POR DESLIZAMIENTO DE ARCILLA SOBRE SUPERFICIE DE FALLA EXISTENTES	135
IMAGEN 23 EROSIÓN DEL TALUD.....	146
IMAGEN 24 FALLA POR LICUACIÓN EN ARENA.....	146
IMAGEN 25 UTILIZACIÓN DE BERMAS EN UN TALUD	191
IMAGEN 26 MUROS DE GAVIONES.....	191

IMAGEN 27 CONSTRUCCIÓN INADECUADA DE UNA ZANJA DE CORONACIÓN, POR ESTAR MUY CERCANA AL BORDE DEL TALUD	205
IMAGEN 28 CANALES INTERCEPTORES A MITAD DEL TALUD	207
IMAGEN 29 CANAL RÁPIDO CON DISIPADORES DE ENERGÍA.....	211
IMAGEN 30 RANURAS PARA SUBDRENES DE PENETRACIÓN	238
IMAGEN 31 TÚNEL DE DRENAJE PARA ESTABILIZAR EL DESLIZAMIENTO DE UN ESTRIBO DE UN VIADUCTO EN LA VÍA A ACAPULCO EN MÉXICO.....	248
IMAGEN 32 TALUD EN ESTADO INICIAL, VISTA SUR	257
IMAGEN 33 TALUD EN ESTADO INICIAL, VISTA OESTE	257
IMAGEN 34 TALUD EN ESTADO INICIAL, VISTA ESTE	258
IMAGEN 35 DIVISIÓN DEL TALUD, TRAMO 1 (VETIVER CON GEOMANTA) Y TRAMO 2 (VETIVER CON GEOTEXTIL).....	266
IMAGEN 36 TRAMO 3, TALUD SEMBRADO ÚNICAMENTE CON VETIVER	267
IMAGEN 37 BERNIER UTILIZADO PARA LA MEDICIÓN DE LOS DIÁMETROS DE LAS RAÍCES	279
IMAGEN 38 REGLA UTILIZADA PARA LA MEDICIÓN DE LA LONGITUD DE LAS RAÍCES	279
IMAGEN 39 SISTEMA VETIVER COMBINADO CON GEOMANTA (13/08/2012), DESPUÉS DE VARIAS LLUVIAS.....	295
IMAGEN 40 SISTEMA VETIVER COMBINADO CON GEOTEXTIL (13/08/2012), DESPUÉS DE VARIAS LLUVIAS.....	295
IMAGEN 41 SISTEMA VETIVER (13/08/2012), DESPUÉS DE VARIAS LLUVIAS.....	296
IMAGEN 42 UBICACIÓN DE LA INTENSIDAD DE LLUVIA EN EL ATLAS HIDROLÓGICO	443
IMAGEN 43 TALLADO DEL CILINDRO	448
IMAGEN 44 TALLADO DEL CILINDRO	448
IMAGEN 45 CILINDRO TALLADO	449
IMAGEN 46 MUESTRA EMPACADA PARA SU TRANSPORTE	449
IMAGEN 47 POZO LUEGO DE EXTRAÍDA LA MUESTRA.....	450
IMAGEN 48 MEDICIONES DE ÁNGULO E HILOS CON TEODOLITO. REGISTRO DE DATOS.	450
IMAGEN 49 SUJETANDO EL ESTADAL PARA REALIZAR LAS MEDICIONES	451
IMAGEN 50 REMOCIÓN DEL MATERIAL SOBRENTE EN EL TALUD	451
IMAGEN 51 REALIZACIÓN DE LA ZANJA EN LA CORONA DEL TALUD CON GEOMANTA.....	452
IMAGEN 52 ZANJEADO EN LA CORONA DEL TALUD	452
IMAGEN 53 GRAPAS UTILIZADAS.....	453
IMAGEN 54 RELLENO DE LA ZANJA DE ANCLAJE PARA LA GEOMANTA EN LA CORONA DEL TALUD	453

IMAGEN 55 COLOCACIÓN DE GRAPAS EN LA ZANJA	454
IMAGEN 56 MEDICIONES PREVIAS A LA INSTALACIÓN DE LA GEOMANTA.....	454
IMAGEN 57 INSTALACIÓN DE LA GEOMANTA	455
IMAGEN 58 COLOCACIÓN DE LAS GRAPAS PARA ASEGURAR LA GEOMANTA.....	455
IMAGEN 59 TENDIDO Y COLOCACIÓN DE GRAPAS EN LA GEOMANTA	456
IMAGEN 60 AHOYADO DEL TALUD	456
IMAGEN 61 REALIZACIÓN DE HOYOS PARA LA SIEMBRA DEL TALUD.....	457
IMAGEN 62 HOYO EN LA GEOMANTA UTILIZADA	457
IMAGEN 63 PLANTAS PARA LA SIEMBRA DEL TALUD	458
IMAGEN 64 SIEMBRA DEL VETIVER	458
IMAGEN 65 TALUD SEMBRADO DE VETIVER EN COMBINACIÓN CON GEOMANTA	459
IMAGEN 66 PREPARACIÓN Y PERFILADO DEL TERRENO DEL TERRENO	459
IMAGEN 67 ZANJEADO EN LA CORONA.....	460
IMAGEN 68 INSTALACIÓN DEL GEOTEXTIL.....	460
IMAGEN 69 ANCLADO E INSTALACIÓN DEL GEOTEXTIL	461
IMAGEN 70 COLOCACIÓN DE GRAPAS PARA ASEGURAR EL GEOTEXTIL.....	461
IMAGEN 71 GEOTEXTIL INSTALADO EN EL TALUD	462
IMAGEN 72 PLANTAS LISTAS PARA LA SIEMBRA	462
IMAGEN 73 AHOYADO DEL TRAMO DE VETIVER COMBINADO CON GEOTEXTIL	463
IMAGEN 74 SEMBRADO DEL VETIVER COMBINADO CON GEOTEXTIL.....	463
IMAGEN 75 TALUD DE VETIVER EN COMBINACIÓN CON GEOTEXTIL	464
IMAGEN 76 PERFILADO DEL TALUD	464
IMAGEN 77 PREPARACIÓN Y PERFILADO DEL TERRENO.....	465
IMAGEN 78 TALUD PERFILADO	465
IMAGEN 79 SIEMBRA DEL VETIVER	466
IMAGEN 80 TALUD SEMBRADO CON VETIVER	466
IMAGEN 81 TALUD SEMBRADO DE VETIVER Y REFORZADO CON RESTOS DE VEGETACIÓN PARA EL CONTROL DE LA EROSIÓN.....	467
IMAGEN 82 EXTRACCIÓN DE PLANTAS EN EL TRAMO DE VETIVER COMBINADO CON GEOMANTA	467
IMAGEN 83 PLANTA EXTRAÍDA DEL TRAMO CON GEOMANTA.....	468
IMAGEN 84 PROCESO DE EXTRACCIÓN DE PLANTA EN EL TRAMO CON GEOTEXTIL.....	468
IMAGEN 85 PLANTA LISTA PARA SER EXTRAÍDA, TRAMO CON GEOTEXTIL	469
IMAGEN 86 PLANTA EXTRAÍDA DEL TRAMO CON GEOTEXTIL	469

IMAGEN 87 PROCESO DE EXTRACCIÓN DE PLANTA TRAMO DE VETIVER SIN COMBINACIÓN CON OTRO	
MATERIAL	470
IMAGEN 88 PLANTA EXTRAÍDA TRAMO SOLO VETIVER.....	470
IMAGEN 89 MEDICIÓN DE LOS LARGOS DE LAS RAÍCES	471
IMAGEN 90 MEDICIÓN DEL DIÁMETRO DE LAS RAÍCES	471
IMAGEN 91 EQUIPO UTILIZADO PARA REALIZAR LOS ENSAYOS A TENSIÓN.....	472
IMAGEN 92 ENSAYO A TENSIÓN DE LA RAÍZ	472
IMAGEN 93 ENSAYO A CORTE DE LA RAÍZ DEL VETIVER	473

LISTA DE SÍMBOLOS

RESISTENCIA DE LAS RAÍCES

- T_r Resistencia a la tensión de la raíz
- D Diámetro de la raíz
- n Constante empírica (coeficiente) determinada para cada especie vegetal, en base a los resultados de laboratorio (ensayos de corte y tensión).
- m Constante empírica (exponencial) determinada para cada especie vegetal, en base a los resultados de laboratorio (ensayos de corte y tensión).

PROPIEDADES HIDRÁULICAS DEL VETIVER

- q Descarga por unidad de ancho
- y Profundidad del flujo
- Y_1 Profundidad aguas arriba
- S_o Pendiente del terreno
- S_f Energía de la pendiente
- N_f Número de Froude del flujo

PROPIEDADES DE LOS SUELOS Y ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD

- c Cohesión
- c_d Cohesión efectiva
- C_u Coeficiente de uniformidad
- C_c Coeficiente de curvatura
- D_{10} Diámetro de partícula del 10% del peso del suelo
- D_{30} Diámetro de partícula del 30% del peso del suelo
- D_{60} Diámetro de partícula del 60% del peso del suelo
- FS_c Factor de seguridad con respecto a la cohesión
- FS_S Factor de seguridad con respecto a la resistencia
- FS_ϕ Factor de seguridad con respecto a la fricción
- GS Gravedad específica
- H Altura del talud
- H_{cr} Altura crítica del talud

- L Longitud horizontal de la masa de suelo estudiada, distancia entre el centroide de la masa de suelo y el centro de giro en una talud con superficie de falla circular
- LL Límite líquido
- LP Límite plástico
- LR Límite de retracción
- N_a Fuerza perpendicular al plano entre la roca firme y el suelo.
- N_r Componente normal de la reacción R
- O Centro de giro en una superficie de falla plana
- P_n Fuerza normal horizontal aplicada sobre los lados de la dovela número $n+1$
- P_{n+1} Fuerza normal horizontal aplicada sobre los lados de la n -ésima dovela
- r Radio de una superficie de falla circular
- R Fuerza de reacción con igual magnitud y sentido opuesto del peso
- T_a Fuerza paralela al plano
- T_r Componente tangencial de la reacción R , fuerza cortante entre dovelas
- W Peso de la masa de suelo que se desliza
- W_n Peso de la n -ésima dovela
- α Ángulo entre la línea formada en los puntos que intersecan la superficie de falla y la superficie del talud, con la horizontal
- β Inclinación de la superficie del talud con respecto a la horizontal
- γ Peso específico del suelo
- γ_d Peso unitario seco
- γ_{SAT} Peso unitario saturado
- γ_w Peso unitario de la fase líquida del suelo
- γ_s Peso unitario de la fase sólida del suelo
- θ_{cr} Ángulo crítico entre la superficie de falla con la horizontal
- σ' Esfuerzo normal efectivo sobre la superficie potencial de falla
- τ Esfuerzo cortante, esfuerzo cortante en la base del elemento del talud
- τ_d Esfuerzo cortante promedio desarrollado en la superficie potencial de falla
- τ_f Resistencia cortante promedio del suelo
- ϕ Ángulo de fricción drenada
- ϕ_d Ángulo de fricción desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla

ENSAYO DE PERMEABILIDAD

- K Permeabilidad
- q Caudal
- r Radio de la columna de ensayo
- h Cabeza

MODELO INTEGRADO

S Resistencia del sistema con raíces

DRENAJES

- Q* Caudal
- i* Intensidad
- A* Área a drenar (área de la cuenca).
- C* Coeficiente de escorrentía
- t* Tiempo de concentración (min.)
- H* Caída promedio (metros por cien metros) desde la parte más alta del área a drenar hasta el punto de diseño.
- L* Distancia en metros medida sobre la línea natural de flujo entre el punto de diseño y el punto de drenaje que toma el tiempo más largo en llegar a la sección de diseño.
- V* Velocidad
- η Factor de rugosidad
- R* Radio hidráulico medio = $\frac{A}{P}$ En metro
- S* Pendiente promedio del canal
- y* Tirante hidráulico
- O₉₅* Tamaño de la abertura medida del geotextil al cual se le retiene 95% del peso de partículas esféricas de vidrio
- D₈₅* Diámetro del tamiz en mm que permite el paso del 85% en el peso del suelo
- AOS* Tamaño de la apertura aparente del geotextil
- C_u* $\frac{D_{60}}{D_{10}}$ Coeficiente de uniformidad del suelo
- K* Permeabilidad del suelo
- K_n* Permeabilidad normal con respecto del plano del geotextil
- D₁₅* Diámetro de partícula para el 15% de pasantes en la curva granulométrica
- D₈₅* Diámetro de partícula para el 85% de pasantes en la curva granulométrica
- K_v* y *K_h* Coeficientes de permeabilidad en dirección horizontal y vertical.

GLOSARIO

Círculo de Mohr	Gráfica que relaciona el esfuerzo cortante del suelo utiliza para representar o describir la resistencia al cortante de los suelos, el esfuerzo axial, la cohesión y la fricción del suelo.
Criterio de fallo de Mohr-Coulomb	Representa la ecuación de esfuerzo cortante en el suelo, en la cual se incluye el esfuerzo axial, la cohesión y la fricción del suelo. Se representa por la envolvente lineal de los círculos de Mohr que se producen en la rotura.
Dovela	División del perfil, que comprende el espacio entre dos líneas verticales, la superficie del talud, y la superficie de deslizamiento
Drenaje	Procedimiento empleado para desecar el terreno por medio de conductos subterráneos.
Erodabilidad	Es un índice que indica la vulnerabilidad o susceptibilidad a la erosión y que depende de las propiedades intrínsecas de cada suelo. Cuanto mayor sea la erodabilidad mayor porcentaje de erosión.
Erosión	Desgaste de la superficie terrestre por agentes externos, como el agua o el viento.
Escorrentía	Agua de lluvia que discurre por la superficie de un terreno.
Esfuerzo cortante	Fuerza dividida entre el área de sección paralela a la línea de acción de esta.
Esfuerzo de tensión	Se conoce como fuerza de tensión a la fuerza que, aplicada a un cuerpo elástico, tiende a producirle una elongación. Existen diversas definiciones de tensión, de acuerdo a la rama del conocimiento.
Esfuerzo	Fuerza que actúa sobre un cuerpo y que tiende a estirarla (tracción), aplastarla (compresión), doblarla (flexión), cortarla (corte) o retorcerla (torsión).
Estabilidad	Relación entre el esfuerzo que soporta el suelo de un talud, y los esfuerzos que actúan sobre este.
Estolón	Vástago rastrero que nace de la base del tallo y echa a trechos raíces que producen nuevas plantas, como en la fresa.

Fuerza	Una fuerza es algo que cuando actúa sobre un cuerpo, de cierta masa, le provoca un efecto.
Geomanta	Las geomantas son materiales geosintéticos que tienen la función de servir como un sistema de control de erosión en taludes que normalmente carecen de vegetación.
Geotextil	Es una lámina permeable y flexible de fibras sintéticas, principalmente polipropileno y poliéster, las cuales se pueden fabricar de forma no tejida o tejida dependiendo de la resistencia y capacidad de filtración deseada.
Gramínea	Familia de plantas monocotiledóneas de tallo cilíndrico, nudoso y generalmente hueco, hojas alternas que abrazan el tallo, flores agrupadas en espigas o en panojas y grano seco cubierto por las escamas de la flor: el trigo, el maíz y el centeno pertenecen a las gramíneas.
Herbicida	Dicho de un producto químico: Que destruye plantas herbáceas o impide su desarrollo.
Hidrófita	Se aplica al ser vivo que vive en ambientes húmedos: el musgo es hidrófilo.
Micorrizas	Asociación de las raíces de las plantas superiores con un hongo basidiomiceto.
Plaguicida	Producto que se destina a combatir plagas.
Planta nodriza	Son plantas que dan protección (o recursos) a plántulas de otras especies en un ambiente difícil, mientras estas últimas crecen lo suficiente para enfrentar las condiciones del medio.
Rizoma	Tallo horizontal y subterráneo, como el del lirio común.
Superficie de falla	Es la superficie a lo largo de la cual ocurre el desplazamiento del suelo.
Talud	Se entiende por talud a cualquier superficie inclinada respecto de la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra.
Xérico	Relativo o perteneciente a un hábitat con un suministro bajo de humedad, o relativo a un organismo que viva en él.

RESUMEN

Este Megaproyecto se titula *Valor Agregado de Especies Forestales - Gramíneas y su Aplicación en el Entorno*. Este consiste en una investigación bibliográfica y de campo, donde se reúnen datos de la planta Vetiver y sus aportes al aumento en la estabilidad de taludes y control de erosión, características de la planta, así como el drenaje del agua de lluvia sobre el talud. Este proyecto se divide en dos partes, una investigación bibliográfica y una investigación de campo.

El subtema titulado *“Botánica del Vetiver, Funcionamiento y Aplicaciones del Sistema Vetiver”* es la primera fase de la investigación, y la parte bibliográfica, trata sobre la botánica del Vetiver, para conocer más detalles sobre este tipo de planta teniendo en cuenta las ventajas y desventajas que esta brinda, así como también saber cuál es el funcionamiento del Sistema Vetiver y las diferentes aplicaciones. Se profundizó en detalles sobre las limitantes y fortalezas que este tipo de sistema tiene, así como la forma en que este tipo de sistema trabaja en un talud elaborado o trabajado bajo los requerimientos mínimos de instalación y diseño. La parte práctica de este subtema consistió en la implementación del Sistema Vetiver en un talud, evaluando tres condiciones distintas: Sistema Vetiver, Sistema Vetiver en combinación con geotextil, y Sistema Vetiver en combinación con geomanta.

La segunda fase de la investigación tiene como subtema: *“Análisis por Métodos Tradicionales de la Estabilidad de Taludes sin Estabilizar Adicionalmente”*. La investigación bibliográfica abarca conceptos relacionados con los tipos y causas de movimientos y el análisis de falla de taludes. Se estudia el proceso de falla del talud, iniciando con la etapa de deterioro, en la cual se detalla cada una de las fases que esta etapa comprende. Se continúa con la clasificación de los movimientos en masa, según el volumen, el tipo de suelo y la forma en que se deslizan las masas de suelo. También se obtiene información sobre la caracterización del movimiento. Se reúne información

relacionados con los tipos de falla de taludes, así como las fuerzas que están presentes en la masa de suelo del talud, tanto las fuerzas resistentes del suelo como las inducidas por el peso propio del suelo y otras cargas sobre la corona del talud. Se investiga tanto la deducción como el uso de varios métodos de análisis de taludes, basados en la relación entre esfuerzos actuantes y esfuerzos resistentes, los cuales dependen de las características del suelo y geometría del talud analizado. En la práctica se analiza un talud con propiedades reales, utilizando distintos criterios tomando en cuenta superficies de falla planas y circulares. Se divide el talud en varios perfiles, debido a la diferencia en las propiedades del suelo y geometría del talud.

La siguiente es el subtema “*Ensayos de Evaluación de Taludes y Análisis de Estabilidad Global Después de la Implementación del Sistema Vetiver*”. Consiste en la investigación de aspectos de clasificación y descripción de taludes y de los ensayos requeridos para determinar el factor de seguridad del talud. Se desarrollan los aspectos generales de los taludes y los esfuerzos a los cuales están sometidos, así como una descripción de los análisis mecánicos a los taludes. Después de que se lleve a cabo la implementación del Sistema Vetiver, se determinará el grado de mejora en la estabilidad y el control de erosión del talud analizado. Se realiza una investigación de métodos de análisis que incluyen la resistencia cortante de la vegetación agregada al talud. Posterior al desarrollo teórico de este aspecto, se realizará un modelo matemático que refleje la resistencia cortante del Vetiver aunado a la resistencia del talud.

El último subtema se titula “*Control de Aguas Superficiales y Subterráneas en Taludes con Sistemas de Drenajes y Subdrenajes, en Combinación con el Sistema Vetiver*”. En la investigación teórica se reúne información de los sistemas que se han desarrollado para drenar el agua de los taludes, para tener conocimiento de las razones por las que se instalan sistemas de drenajes en los taludes estabilizados, que se planean estabilizar o recién han sufrido deslizamientos, y el efecto que tienen en el factor de seguridad. En la parte práctica se analiza el talud utilizando el Sistema Vetiver en un talud, con tres condiciones: Sistema Vetiver, Sistema Vetiver en combinación con

geotextil, y Sistema Vetiver en combinación con geomantas, utilizando los datos del levantamiento topográfico del talud para determinar por donde fluye el agua de lluvia. Posteriormente se evalúa visualmente la efectividad del drenaje de agua superficial, en las tres condiciones en que se implementó el Sistema Vetiver. Además surgen propuestas de la forma de implementación el Sistema Vetiver en las instalaciones de sistemas de drenajes.

I. INTRODUCCIÓN

El análisis de suelos es una parte importante de la construcción de obras civiles, debido a la necesidad de contar con una superficie que soporte la estructura en cuestión, y porque la modificación del terreno generalmente implica actividades de desestabilización de taludes.

Un talud es una superficie inclinada con respecto a la horizontal. Estos pueden ser naturales o surgir como resultado de movimientos de tierra en la construcción de obras civiles o extracción de minerales. Las características del suelo y la geometría del talud determinan el comportamiento del mismo.

La falla de un talud se define en términos de derrumbes de todo tipo, los cuales afectan estructuralmente el talud. El proceso de falla consta de varias etapas, las cuales afectan lentamente la estabilidad del talud: la etapa de deterioro, hasta llegar a la formación de una superficie de falla; luego la post-falla; y por último la posible reactivación, donde ocurren movimientos que se pueden considerar como una falla nueva, incluyendo las tres etapas mencionadas anteriormente.

La estabilidad de un talud depende de la relación entre el esfuerzo actuante, inducido por el peso propio del suelo y cargas aplicadas en la corona del talud y el esfuerzo cortante que resiste el suelo. Según el principio de Coulomb, las propiedades del suelo que influyen en la resistencia al esfuerzo cortante del talud son el ángulo de fricción interna, la cohesión y peso específico. Las propiedades geométricas del talud que influyen en la estabilidad del mismo son la altura y el ángulo con respecto a la horizontal. Estos parámetros se determinan a través de ensayos de muestras de suelo (alteradas e inalteradas) y levantamientos topográficos, respectivamente.

El objetivo de los análisis de suelos es determinar los esfuerzos presentes en la masa de suelo, para posteriormente concluir si el talud será estable o si el terreno soportará los cimientos que se coloquen sobre él.

Los métodos de análisis de estabilidad de taludes presentados en esta investigación se pueden generalizar, según su superficie de falla en dos grupos: Métodos

de falla lineal y métodos de falla circular. En el primer grupo se considera que la falla de un talud se desplaza a lo largo de un plano si el esfuerzo cortante promedio que tiende a causar el deslizamiento es mayor que la resistencia cortante desarrollada por el suelo. En los métodos circulares se considera que la superficie de falla se desarrolla en forma circular, moviéndose con respecto a un centro de giro con un radio determinado.

Un método de análisis de estabilidad con superficie de falla plana es el método de Culmann. En este método se asume que la cuña de falla presenta una forma triangular, la cual se da en un ángulo inferior al ángulo del talud.

Los métodos de análisis con superficie de falla circular son los más utilizados, ya que regularmente un deslizamiento se comporta de esta forma. Estos métodos se dividen en dos grupos principales: Los métodos de desplazamiento de masa y los métodos de dovelas. Los métodos de desplazamiento de masa, consideran el volumen del desplazamiento por unidad de longitud perpendicular al perfil del talud sobre la superficie de falla. En este método se considera que el suelo en el talud es totalmente homogéneo. Los métodos de dovelas, consisten en dividir el perfil del talud en rebanadas o dovelas. Estas dovelas son analizadas de forma independiente, considerando las fuerzas que están presentes en las mismas y se plantea una situación de equilibrio, a manera de poder hacer una relación entre esfuerzos actuantes y resistentes. A partir de esta relación se puede determinar el factor de seguridad. Entre los métodos de análisis de estabilidad de taludes se encuentra: el método de Fellenius o método Sueco, el método de Bishop y el método general de análisis o método de Morgenstern-Price.

Al llevar a cabo estos análisis, es necesario considerar que, incluso en el mismo espacio geográfico, se encuentran varios estratos de material que se comportan de forma diferente ante la presencia de agua y de cargas. Por este motivo, es indispensable realizar un estudio de suelos en el que se genere una estratigrafía completa, indicando el tipo de suelo, granulometría, plasticidad, ángulo de fricción, cohesión, entre otros. Todos estos valores se determinan a partir de ensayos normalizados, que pueden llevarse a cabo en campo o en laboratorio.

De acuerdo a los resultados obtenidos a partir del análisis de taludes, se determina si las condiciones son seguras para la vida humana o si será necesario introducir

elementos externos que garanticen la estabilidad del mismo. Existe variedad de métodos para la estabilización de taludes; el uso de cada método dependerá de las condiciones del talud, las necesidades del usuario, el presupuesto y el criterio del diseñador.

En la rama de la Bioingeniería, se ha combinado el uso de elementos mecánicos con plantas con el objetivo de estabilizar los taludes y controlar la erosión. La eficiencia del método “verde” dependerá en gran parte de la planta que se utilice, además de su implementación apropiada. En países como India se ha probado exitosamente el Sistema Vetiver, e incluso se ha considerado como uno de los mejores métodos de bioingeniería de estabilización de taludes y control de erosión, para pendientes poco pronunciadas.

Se denomina Sistema Vetiver al uso de la planta tropical, recientemente reclasificada *Chrysopogon zizanioides* (*Vetiveria zizanioides*).

Esta planta es originaria del sur de la India, es no invasora y tiene que ser propagada por divisiones de la masa de raíces. En muchos países el Vetiver se ha llegado a ganar el nombre de “Planta Milagrosa”, debido a que es ambientalmente amigable y su uso es fácil y efectivo para aplicaciones como conservación de suelos, absorción de contaminantes, fitoremediación, conservación y protección de cuerpos de agua, y muchos otros en el campo de la bioingeniería. Es una herramienta útil y efectiva, capaz de crear una pared viva, una franja de filtración viva o un “pilote viviente” de refuerzo en terrenos en riesgo de erosión.

Esta planta dentro de sus bondades también está su capacidad de sobrevivencia, ya que puede desarrollarse en un amplio rango de condiciones climáticas y, si se siembra correctamente, puede ser usada prácticamente en cualquier sitio de clima tropical, subtropical o mediterráneo. Cuando se siembra en forma de barreras estrechas auto sostenibles exhibe características especiales que son intrínsecas a muchas de las diferentes aplicaciones que comprende el Sistema Vetiver.

En este proyecto, se implementa el SV en un talud, del cual se extraen muestras para ser evaluadas en laboratorio, y se realizan ensayos a las raíces para determinar el esfuerzo a tensión y a cortante que son capaces de alcanzar. Con estos datos se determina la contribución de las raíces de esta planta a la estabilidad del talud.

Debido a la variabilidad de las raíces, dependiendo de las condiciones de siembra y crecimiento, no es posible alcanzar un valor concluyente de resistencia del suelo luego de instalado el Sistema Vetiver. Sin embargo, sí se puede encontrar un rango aceptable de valores entre los que se oscile el incremento de esfuerzo cortante del talud; es decir, el mejor y el peor de los casos de resistencia. Para ello es necesario realizar algunas simplificaciones que permitan utilizar un modelo de integración de las propiedades mecánicas del suelo con las de las raíces, las cuales se plantean a lo largo del documento.

Un factor adicional que es necesario considerar durante la evaluación de taludes es la presión de poro, y la capacidad de filtración de agua en el suelo, por lo que al disminuir el nivel freático y la cantidad de agua que entra en el talud se incrementará considerablemente el factor de seguridad.

Los sistemas de drenajes superficiales evitan que agua de escorrentía llegue a la superficie de falla del talud, para reducir la escorrentía y la erosión del suelo. Pueden ser permanentes cuando se quedan fijos en el talud, o temporales cuando se instalan después de haber ocurrido un deslizamiento y de este modo evitar que continúe creciendo, posteriormente son retirados. En la mayoría de los drenajes superficiales no se recomienda el uso de tubos, porque tienden a taponarse o a rajarse, lo cual implicaría gastos por rehabilitación del sistema. Después de instalar los drenajes en el talud es necesario tomar acciones para evitar el ingreso de agua en la superficie de deslizamiento, en donde se puede implementar el Sistema Vetiver para reducir la erosión, darle soporte al suelo y reduce la humedad del suelo por sus raíces profundas.

Los drenajes subterráneos disminuyen el nivel freático, y pueden mejorar considerablemente el factor de seguridad si se considera que este permanecerá por debajo de la superficie de falla. Al momento de instalarlos se deben colocar piezómetros para conocer la ubicación del nivel del agua en el talud, la cantidad de agua que se recolecta está en función de la permeabilidad de los suelos o rocas y de los gradientes hidráulicos. Los procedimientos para modelar estos sistemas son complejos porque los suelos no son completamente homogéneos y el movimiento del agua es irregular.

A. JUSTIFICACIÓN

Al realizar movimientos de tierra, tanto corte como relleno, quedan taludes o superficies inclinadas a sus alrededores, pudiendo haberse modificado las características naturales del suelo (por compactación o liberación de carga). Este proceso se realiza regularmente en la construcción de obras civiles y en la extracción de minerales. Además de estos taludes de origen artificial existen taludes naturales, que muchas veces se encuentran en áreas pobladas y sus habitantes construyen viviendas en las cercanías, representando un peligro potencial porque pueden no tener un nivel aceptable de estabilidad.

La erosión es otro factor importante que se debe tomar en cuenta en los taludes, ya que puede afectar la forma del talud, llegando a socavar o sedimentar algunos tramos. Al cambiarse la forma del talud, se pueden formar canales a lo largo de la superficie, socavando o sedimentando cantidades considerables de suelo, cambiando las características del suelo y geometría del talud, como el peso unitario, contenido de humedad, entre otros.

Por lo mencionado anteriormente, es importante hacer un análisis de estabilidad mecánica de los taludes para conocer su factor de seguridad o la relación entre los esfuerzo que inducen la falla y los esfuerzos que resiste el suelo en las condiciones dadas. Para hacer estos análisis se deben extraer y analizar muestras de suelo, de las cuales se obtienen los datos necesarios.

En caso de que un talud tenga un factor de seguridad que no se considere aceptable, se deben tomar medidas para estabilizarlo. Si se tiene un factor de seguridad aceptable se puede aplicar algún sistema para aumentar la estabilidad del talud, y controlar la erosión.

Para aumentar el factor de seguridad y controlar la erosión, existen métodos como el Sistema Vetiver que emplean plantas con características físicas, como longitud y resistencia en sus raíces, para mejorar las condiciones del talud. Este método además de proporcionar las mejoras requeridas en el talud, en comparación con otros métodos puede resultar más económico, para instalarlo no es necesario emplear personal calificado y es más agradable a la vista.

En Venezuela y Costa Rica el Sistema Vetiver ha tenido bastante éxito en los últimos años, por lo que se propuso la implementación del mismo en Guatemala, por la similitud de clima y suelo, lo cual indica una alta probabilidad de repetir ese mismo éxito en nuestro país.

Es necesario incluir la instalación de drenajes superficiales en el talud para disminuir el ingreso del agua, y conducirla adecuadamente al lugar de desfogue. Si el abatimiento del nivel freático es muy alto, pueden implementarse drenajes subterráneos para mejorar su nivel de estabilidad.

B. OBJETIVOS

1. GENERAL

Comprobar la mejora de la estabilidad de taludes y control de erosión a través del uso del Sistema Vetiver en combinación o no con geomanta y geotextil.

2. ESPECÍFICOS

- Desarrollar el marco teórico del comportamiento de taludes, métodos de cálculo de estabilidad, estabilización de taludes con métodos vegetativos, botánica del Vetiver, funcionamiento y aplicaciones del Sistema Vetiver y sistemas de drenajes en taludes.
- Analizar la estabilidad del talud mediante diferentes métodos y criterios antes de sembrar la planta Vetiver, usando los datos del suelo y la topografía del talud y comparar los resultados obtenidos con los métodos basados en dovelas.
- Planteamiento de parámetros e instalación de la geomanta y geotextil previo a la siembra del Vetiver.
- Instalación del Sistema Vetiver en el talud de estudio, realizando tres tipos distintos de pruebas, Vetiver y geomanta, Vetiver y geotextil y únicamente Vetiver utilizando el mismo parámetro de distanciamiento.
- Desarrollar ensayos a las raíces del Vetiver para obtener resultados sobre los valores de resistencia corte y tensión.

- Desarrollar un modelo matemático aproximado que relacione la resistencia cortante del talud y la resistencia cortante de las raíces de la planta Vetiver.
- Comparar el estado del talud en estudio antes y después de la implementación del Sistema Vetiver, a través de los ensayos de laboratorio y campo, y de los modelos teóricos.
- Previo a elegir el sistema de drenaje del talud, saber qué parámetros se necesitan conocer.
- Analizar el efecto de la geomanta y geotextiles en el drenaje del agua en la superficie de falla del talud, y como soporte para las plantas de Vetiver.
- Efectuar el planteamiento de un sistema de drenaje para el talud en donde se aplicará el Sistema Vetiver.

II. MARCO CONCEPTUAL

A. BOTÁNICA DEL VETIVER

1. ORIGEN. Esta planta herbácea, gramínea de la familia Androponeae, es originaria de zonas pantanosas de la India. El género consta de diez o doce especies distribuidas por los trópicos asiáticos y americanos. Está emparentado con la caña de azúcar y el sorgo. (Bracken & Truong, 2000)

2. ESPECIES Y VARIEDADES. Existen 12 especies conocidas de Vetiver, de las cuales sólo tres se emplean en el Sistema Vetiver (SV), para conservación de suelos, estas son *Vetiveria zizanioides*, *V. nigrítana* y *V. nemoralis* (Grimshaw & Helfer, 1995).

Es muy importante tener en cuenta que la *Vetiveria nigrítana* (África Subsahariana), *nemoralis* (Tailandia) y los cultivares no estériles de *V. zizanioides* (Norte de India), al ser fértiles, sólo deben emplearse en el área de distribución natural de los mismos. En otros lugares sólo se deben emplear los cultivares estériles de *V. zizanioides* originarios de material del sur de la India, que además son los únicos que se emplean también en la producción de aceites esenciales (Grimshaw & Helfer, 1995).

Los principales cultivares estériles de desarrollo rápidos son: Vallonia (Sudáfrica), Monto (Australia), Sunshine (Estados Unidos) y Guiyang (China). Además estos cultivares se diferencian prácticamente sólo en el nombre, pues el análisis de ADN han demostrado que no existen diferencias genéticas entre ellos, siendo todos del mismo origen (Grimshaw & Helfer, 1995).

En la Imagen 1, se puede observar una comparación entre el Vetiver zizanioides y el Vetiver nigrítana. De la misma forma, en la Imagen 2 se ilustra el crecimiento radicular entre el Vetiver zizanioides y el Vetiver nemoralis, notando que existe un mayor crecimiento en el primero.

Imagen 1 Comparación del Vetiver Zizanoides (izquierda) vs. Vetiver Nigritana (derecha)



(Banco Mundial, 1990)

Imagen 2 Comparación del sistema radicular del Vetiver Zizanoides (arriba) vs. Vetiver Nemoralis (abajo)



(Banco Mundial, 1990)

3. DESCRIPCIÓN. Bracken & Troung (2000) definen el Vetiver como una planta herbácea, gramínea, perenne, sin tallo aparente. Forma matas o macollas muy densas que van engordando y creciendo sin ser invasivas como otras hierbas. No tiene, ni desarrolla, rizomas o estolones. (Bracken & Truong, 2000)

Hojas largas, rígidas y sencillas, de hasta 80 cm de largo y menos de uno de ancho, glabras, sin aristas, muy resistentes y de bordes ásperos. Alcanza una altura desde 0.5 hasta casi 2 metros. Longevidad notable, de más de 100 años.

De crecimiento muy rápido, forma en poco tiempo matas (macollas) muy densas. Los cultivares más conocidos y cultivados alcanzan los dos metros de alto en menos de seis meses.

Sistema radicular extremadamente poderoso y muy resistente que crece en dirección vertical, formando una auténtica barrera y un formidable anclaje en el subsuelo, alcanzando hasta más de cinco metros de profundidad. Este sistema radicular no es invasivo y apenas se extiende hacia los lados. Las raíces son rígidas, muy largas, verticales y de grosor uniforme, similares a alambres.

Las raíces se adaptan a todo tipo de terrenos y penetran incluso en las capas rocosas. Son raíces muy fuertes, que forman una masa esponjosa, y muy ramificada. Esto mantiene el suelo protegido y sujeto.

En cultivo los principales clones de utilidad son aquellos que no producen semilla, la explicación a éste fenómeno no se ha encontrado, pero la planta fuera de su hábitat natural de tierras pantanosas es considerada estéril.

Hay que evitar a toda costa especies o cultivares fértiles que pueden naturalizarse en áreas sin control, afortunadamente los cultivares fértiles no se suelen emplear y son mucho más difíciles de conseguir.

Tiene un velocidad de crecimiento muy alta, ya que en seis meses la altura de la planta, de cultivares selectos, alcanza dos metros. Las raíces crecen igual de rápido, alcanzando de 3 a 4 metros de profundidad en el primer año.

4. CARACTERÍSTICAS DEL VETIVER

a. Características morfológicas

- La planta de Vetiver carece de estolones y rizomas funcionales. Su sistema de raíces finas y compactas crece muy rápido, en algunas aplicaciones puede alcanzar entre 3 y 4 metros de profundidad en el primer año de siembra. Este profundo sistema de raíces hace que la planta de Vetiver sea extremadamente tolerante a las sequías y difícil de arrancar por fuertes corrientes.
- Tallos firmes y erguidos que pueden soportar flujos de agua relativamente profundos.
- Muy resistente a plagas, enfermedades y al fuego.
- Forma una barrera densa cuando es plantado a corta distancia actuando como un filtro muy efectivo de los sedimentos y como un dispersor del agua de escorrentía.
- Nuevos brotes se forman desde la corona subterránea haciendo al Vetiver resistente al fuego, heladas, tráfico y alta presión de pastoreo.
- Cuando es enterrado por los sedimentos atrapados, crecen nuevas raíces desde los nudos. El Vetiver continuará creciendo hacia arriba con los sedimentos depositados formando eventualmente terrazas, si el sedimento atrapado no es removido. (Bracken & Truong, 2000).

b. Características fisiológicas

- Tolerancia a variaciones climáticas extremas como sequía prolongada, inundaciones, sumersión y temperaturas extremas entre -15°C a $+55^{\circ}\text{C}$.
- Habilidad para reaccionar rápidamente después de haber sido afectado por sequías, heladas, salinidad y otras condiciones adversas al mejorar las condiciones del tiempo o se añadan correctivos al suelo.
- Tolerancia a un amplio rango de pH desde 3.3 a 12.5 sin enmiendas del suelo.
- Alto nivel de tolerancia a herbicidas y plaguicidas.

- Alta eficiencia en absorber nutrientes tales como N y P y metales pesados en aguas contaminadas.
- Muy tolerante a medios de crecimiento altos en acidez, alcalinidad, salinidad, sodicidad y Mg.
- Alta tolerancia al Al, Mn y metales pesados tales como As, Cd, Cr, Ni, Pb, Hg, Se y Zn en los suelos. (Bracken & Truong, 2000)

c. Características fisiológicas. El Vetiver es muy tolerante a ciertas condiciones extremas de suelo y clima, pero como pasto tropical es muy intolerante a la sombra. La sombra reduce su crecimiento y en casos extremos, puede llegar a eliminar el Vetiver en el largo plazo. Por lo que el Vetiver crece mucho mejor en espacios abiertos y libres de malezas, siendo necesario el control de malezas en la etapa de establecimiento. El Sistema Vetiver en terrenos erosionables e inestables, inicialmente reduce la erosión del terreno, luego estabiliza el terreno, y debido a la conservación de la humedad y nutrientes, mejora el microambiente para que otras especies espontáneas o cultivadas puedan establecerse. Por tal motivo, el Vetiver es considerada una planta nodriza en tierras degradadas. (Bracken & Truong, 2000)

5. FACTORES DE RESISTENCIA DEL VETIVER

- Muy resistente a la sequía y a la aridez una vez establecido. Gracias a su potente sistema radicular.
- También muy resistente a las inundaciones, es capaz de estar parcialmente anegado hasta más de tres meses.
- Muy resistente a la salinidad, al sodio y al magnesio.
- Extremadamente resistente al viento.
- Apto para suelos pobres y zonas contaminadas.
- Es capaz de resistir heladas ocasionales, de hasta 9 grados bajo cero.
- Resiste también la escarcha y la nieve.
- Muy resistente al calor extremo (más de 50 ° C)
- Tolera un muy amplio rango de acidez - alcalinidad en el suelo (pH desde 3.0 hasta 11.0)

- Tolerante a la presencia en el suelo de Al, Mn, As, Cr, Cd, Ni, Pb, Cu, Se, Hg, Se y Zn.
- Resistente al pisoteo, disturbios mecánicos, fuego y cortas continuas, al estar la corona o zona de crecimiento en la base de la planta, prácticamente bajo tierra.
- Muy resistente al pastoreo. Los animales no encuentran muy agradable el consumo de esta planta. Normalmente sólo los brotes tiernos son consumidos, y eso cuando no existe otra alternativa (Bracken & Truong, 2000).

6. LIMITACIONES Y ENFERMEDADES DEL VETIVER. El Vetiver es extremadamente resistente, pero tiene algunas limitaciones:

- Sombra: El Vetiver la tolera muy poco. En condiciones de sombra crece más despacio, se establece con dificultad y es más sensible a factores adversos. No se pueden establecer plantaciones bajo árboles muy densos. El Vetiver no puede competir con los árboles
- Plagas y enfermedades: Es muy resistente, sólo se ve afectado en condiciones de debilidad, cuando por factores externos no crece bien. Por ejemplo la combinación de suelos muy poco profundos con sequía prolongada y, o sombra (Bracken & Truong, 2000).

En estas condiciones se puede ver afectado por el ataque de algunos insectos (en sus áreas nativas), ataques de hongos en la raíz.

- Termitas: Pueden ser un problema. Estos insectos se sienten atraídos por las partes secas de la planta y sus nidos, que forman montículos pueden sofocar las plantas. El control es sencillo, simplemente hay que eliminar el material muerto mediante una quema anual y controlada de las barreras (Bracken & Truong, 2000).
- Limitada también por la falta de temperaturas altas en verano, condiciones extremas de frío en invierno (suelo congelado), la altitud (por encima de 2,500 en los trópicos y su trópicos no crece bien) (Bracken & Truong, 2000).

7. HÁBITAT Y ECOLOGÍA DEL VETIVER. Aunque muy apta para condiciones xéricas en cultivo, en su hábitat natural, zonas pantanosas en la India se comporta como hidrófita.

- Apta para terrenos tanto secos como pantanosos
- Aunque prefiere suelos profundos y arenosos se adapta a todo tipo de suelos, incluso pedregosos o rocosos y superficiales o poco profundos.
- El Vetiver no tolera la sombra muy espesa. A la sombra (superior a un 40%) crece más despacio y es difícil de establecer. Las plantas se recuperan rápidamente cuando se elimina la sombra.
- En trópicos y su trópicos crece mejor por debajo de los 2,000 msnm.
- Requerimiento de luz solar: Muy altos, el Vetiver tienen un mecanismo fotosintético C4, igual que los cactus y algunas plantas de zonas secas y muy soleadas.
- Requerimientos de suelos: acidez - alcalinidad desde muy ácido pH 3 a muy alcalino pH 11. Tolerancia muy bien metales pesados y tóxicos.
- Aguas: Se da mejor en condiciones húmedas que secas, aunque una vez desarrollado es capaz de soportar tanto inundaciones como sequías largas y extremas, es por tanto una planta a la vez xerófila e hidrófita. Admite riegos con aguas de prácticamente todo tipo, incluso aguas salobres. El requerimiento de agua es escaso, debido a la extensión del sistema radicular. Se da sin necesidad de riego a partir de 300 mm de precipitaciones anuales y en zonas con una temporada de lluvias de tres meses, aunque el óptimo es a partir de 700 mm. con una distribución de las lluvias más regular.
- Rango de temperaturas tolerado: desde -15° C (por un corto periodo de tiempo, heladas ocasionales) hasta más de 40° C. No crece cuando la temperatura desciende de 10 ó 15°C. El rango óptimo es de unos 20 a 30° C. Son imprescindibles temperaturas altas en verano para un desarrollo rápido.
- Abono: No es imprescindible pero sí muy aconsejable. Se puede emplear cualquier tipo de abono o fertilizante, natural o sintético. Si se emplea estiércol basta con un kilo por cada metro lineal. Si se emplean fertilizantes químicos o sintéticos basta un kilo por cada diez metros. También son muy

aptos los fertilizantes de liberación lenta. El empleo de los abonos incrementa el desarrollo y velocidad de crecimiento en barreras recién establecidas. No hace falta abonar barreras ya establecidas.

- Rendimiento por hectárea: Hojas hasta 100 toneladas en condiciones propicias (humedad o riegos esporádicos, suelos profundos, aportaciones fertilizantes, sol y temperatura), en zonas desfavorables, secas y pobres produce de 10 a 25 toneladas por hectárea.
- Capaz de rebrotar rápidamente después de cualquier incidente o catástrofe que pueda afectar a su desarrollo (fuego, sombra, heladas continuas, anegación total, contaminación química severa, sequía o salinidad extrema) (Grimshaw, 1995).
- En cultivo las plantas o barreras de Vetiver ocupan muy poco espacio y no compiten con otras plantas. Las raíces se extienden sólo unos 50 cm alrededor de la planta. Sólo en casos de aguda sequía puede haber problemas de competencia, pero sólo con plantas de raíces pequeñas que estén plantadas a menos de 0.70 m del Vetiver. Además las raíces del Vetiver, gracias a la acción de micorrizas con las que están asociadas incrementa de forma significativa el aporte de nitrógeno al suelo (Bracken & Truong, 2000).

8. EL VETIVER COMO PLAGA. El principal inconveniente cuando se trabaja con especies tan versátiles es el peligro de que estas escapen al cultivo controlado y se conviertan en plagas en lugares donde no serían beneficiosas (Bracken & Truong, 2000).

Afortunadamente con el Vetiver no existe ese problema pues la variedad que se emplea normalmente en obras de recuperación y en plantaciones es la proveniente del sur de la India, prácticamente estéril y que sólo raramente florece y no produce semilla viable llamada *Vetiveria Zizanoides* (Bracken & Truong, 2000).

La esterilidad, al no producir semillas viables, combinada con un sistema radicular no invasivo, que no produce rizomas ni estolones hace del Vetiver una de las

plantas más seguras del mundo a la hora de ser introducida en nuevos hábitats y condiciones de cultivo (Bracken & Truong, 2000).

Está totalmente desaconsejado emplear tipos fértiles, de semilla viable, fuera de su hábitat de distribución natural por el peligro que pueden representar como maleza invasiva (Grimshaw & Helfer, 1995).

9. MULTIPLICACIÓN. Al no producir semilla viable la única forma de propagación posible es por vía vegetativa, la puede ser mediante la multiplicación del Vetiver que se puede hacer por medio de la División de mata y por Micro propagación (Bracken & Truong, 2000).

La división de mata es bastante laboriosa, pero es el método más empleado. En la Imagen 3, se puede observar cómo se realiza el proceso de la división de matas. Un vivero de planta madre bien planificado es capaz de producir hasta dos millones de retoños por hectárea por año. De cada tallo o plantón se pueden producir de 25 a 50 nuevos tallos o brotes en unos 6 meses, dependiendo siempre de las condiciones climáticas, riegos o precipitaciones y calidad del suelo (Bracken & Truong, 2000).

Imagen 3 División de plantas de Vetiver



(Banco Mundial, 1990)

Los retoños se podan, dejando tan sólo un tallo de unos 10 cm y unas raíces de como máximo 5 cm. Estas raíces se emplean básicamente como anclaje en la nueva plantación, pues las raíces nuevas brotan directamente de la base del pseudotallo (Bracken & Truong, 2000).

Los retoños deben almacenarse, por muy poco tiempo, en lugares que impidan que se sequen y enviarse al lugar de plantación o cualquier lugar del mundo en bolsas o recipientes de plástico cerrados herméticamente, a ser posible con algún tipo de sustrato que mantenga la humedad (Bracken & Truong, 2000).

Un sistema que es empleado es mantener los retoños en agua, o mejor en agua con algún tipo de aditivo hidrófilo, durante tres días o más. Esto favorece el enraizamiento de la planta (Bracken & Truong, 2000).

10. UTILIDADES DEL VETIVER

- Barrera contra la erosión.
- Cortavientos.
- Barrera anti - fuego.
- Barrera para control de avalanchas de agua.
- Barrera visual y acústica.
- Barrera anti polución atmosférica
- Delimitación de áreas diversas.
- Creación de presas de tierra de bajo coste.
- Prevención de desastres naturales.
- Mantenimiento de taludes de tierra.
- Control de sedimentos.
- En barrancos, pendientes y taludes, para la conservación del agua y el sustrato.
- Formación de banales vivos y naturales.
- Prevención de corrimientos de tierras y desastres naturales.
- Control polución del agua: muy eficiente en la absorción de n, p, hg, cd y pb.
- Hojas muy resistentes, empleadas en artesanía.

- Protección y refugio de flora y fauna.
- Ornamental.
- Forrajera (con limitaciones).
- Material de construcción económico. Fabricación de techumbres.
- De las raíces se extrae un aceite aromático empleado en la industria del perfume.
- Fuente de materia prima para la fabricación de extractos medicinales.
- Fuente de mulch (restos vegetales, en este caso hojas cortadas) para protección del suelo.
- Materia prima para la fabricación de pasta de papel.
- Usos para medicinales y aroma terapia. De 1 a 1.5% del peso en seco de la raíz es aceite aromático.
- Repelente de insectos.
- Rehabilitación de áreas contaminadas y degradadas.
- Protección medioambiental.
- Especie pionera para reforestación de áreas problemáticas o difíciles.
- Creación, conservación y potenciación de sistemas agroforestales.
- Recarga de acuíferos y aguas subterráneas.
- Protección de cultivos.
- Protección y delimitación de vías y caminos.
- Protección y defensa de acequias y cursos de agua.
- Excepcionalmente y de forma limitada se puede emplear de forraje, pero sólo brotes tiernos.
- Capacidad de descontaminación de contaminantes agrícolas químicos.
- Control de proliferación de algas en agua estancada. (Hengchaovanich, 1998)

B. PRINCIPIOS GENERALES DE LA VEGETACIÓN COMO HERRAMIENTA DE LA BIOINGENIERÍA PARA LA UTILIZACIÓN EN PENDIENTES O TALUDES

1. COBERTURA VEGETATIVA EN UNA PENDIENTE. La vegetación en pendientes ha sido muy utilizada desde hace muchos siglos, ya que es una herramienta natural con la que cuenta la Bioingeniería para la rehabilitación y saneamiento de tierras, control de erosión y estabilización de taludes, y su popularidad se ha incrementado marcadamente en las últimas décadas. Debido a que hay más información disponible para los ingenieros sobre la vegetación, y en parte también debido a su relación costo/efectividad, además de ser amigable al ambiente y considerarse, consecuentemente, un enfoque de ingeniería “ligera” (Hengchaovanich, 1998).

Considerando los impactos de los diversos factores presentados anteriormente, un talud se hace inestable debido a: (a) erosión superficial o “erosión laminar”; y (b) debilidad estructural interna. La erosión laminar cuando no es controlada, a menudo se convierte en erosión en surcos, que en el tiempo, desestabilizarán la pendiente; la debilidad estructural causará finalmente movimientos en masa como deslizamientos. Debido a que la erosión laminar también puede causar fallas en las pendientes, la protección de la superficie debe ser considerada tan importante como otras medidas estructurales de refuerzo, pero su importancia es a menudo ignorada. La protección de las pendientes es una medida preventiva efectiva, económica y esencial. En muchos casos, la aplicación de algunas medidas preventivas va a asegurar la estabilidad permanente de la pendiente, y siempre van a costar mucho menos que las medidas correctivas (Bracken & Truong, 2000).

La cobertura vegetativa que provee la siembra de hierbas, la hidrosiembra o el hidromulch, son por lo general efectivas contra la erosión laminar, y las plantas con raíces profundas como árboles y arbustos pueden proveer cierto reforzamiento estructural al terreno. Sin embargo, en taludes recién construidos, las capas superficiales no están bien compactadas, por lo que incluso en superficies bien vegetadas no es posible prevenir la formación de surcos y cárcavas. En estos casos, los ingenieros resaltan la ineficiencia de la cobertura vegetal e instalan refuerzos estructurales

inmediatamente después de la construcción. La protección tradicional provista por vegetación herbácea y leñosa local no puede, en muchos casos, asegurar la estabilidad necesaria (Hengchaovanich, 1998).

Tabla 1 Efectos de la vegetación en la estabilidad de una pendiente

Efecto	Características físicas
Benéficos	
Refuerzo de las raíces, arqueado del suelo, soporte, anclaje, detención de rocas sueltas que ruedan entre los árboles	Aireación de las raíces, distribución y morfología; fuerza de resistencia o tensión de las raíces; espaciamiento, diámetro y empotramiento de los árboles, grosor e inclinación del estrato que cede; propiedades de la fuerza de corte del suelo
Abatimiento de la humedad en el suelo e incremento de la succión por la absorción de las raíces y la transpiración	Contenido de humedad del suelo; Nivel del agua freática; presión de poros/succión del suelo
Intercepción de la lluvia por el dosel incluyendo las pérdidas por evaporación	Precipitación neta en la pendiente
Incremento de la resistencia hidráulica en los canales de riego y drenaje	Coefficiente de Manning
Adversos	
Empuje por las raíces de piedras y rocas cercanas a la superficies y remoción por desraizamiento en tormentas extremas	Relación de superficie de las raíces, distribución y morfología
Sobrecarga de la pendiente por árboles grandes y pesados (algunas veces beneficiosos dependiendo de la situación específica)	Peso promedio de la vegetación
Carga por viento	Velocidad de diseño del viento según período de retorno; altura de árboles maduros por grupos de árboles
Mantenimiento de la capacidad de infiltración	Variación del contenido de humedad en profundidad

(Hengchaovanich, 1998)

a. Ventajas, desventajas y limitaciones de recubrir con vegetación una pendiente o talud

Tabla 2 Limitaciones por ángulo de la pendiente en el establecimiento de vegetación

Ángulo de la pendiente (grados)	Tipo de vegetación	
	Hierbas/Pastos	Arbustos/Árboles
0 - 30	Pocas dificultades; pueden ser usadas técnicas de plantación de rutina	Pocas dificultades; pueden ser usadas técnicas de plantación de rutina
30 - 45	Dificultades progresivas para colocar estolones y panelas; aplicación rutinaria de hidrosiembra	Dificultad progresiva para plantar.
> 45	Se requieren consideraciones especiales	La plantación debe ser realizada por lo general en terrazas de banco o individuales

(Hengchaovanich, 1998)

2. CARACTERÍSTICAS DE LAS RAÍCES. La raíz es la parte de la planta que junto con el vástago forma el cuerpo del vegetal. Su función es fijar la planta al suelo, ramificándose en su interior y absorber de él las sustancias que necesita la planta para su desarrollo y existencia. En algunas plantas también sirve como órgano de reserva. El conjunto de la raíz principal y sus ramificaciones se denomina sistema radicular (Gray, 1974).

Los principales factores que determinan el desarrollo de las raíces son:

- Disponibilidad de nutrientes en el suelo
- Disponibilidad de oxígeno
- Contenido de humedad
- Succión o presión osmótica
- Temperatura del suelo
- Niveles de toxinas y elementos patogénicos
- Sistema de poros

Las características de las raíces dependen de la especie vegetal, la edad, las propiedades del perfil de suelo y el medio ambiente (Gray, 1974).

3. PROFUNDIDAD DE LAS RAÍCES. La profundidad de las raíces generalmente no supera los cinco metros en árboles grandes, dos metros en los arbustos y 30 centímetros en los pastos; aunque se han reportado casos de raíces de árboles de más de 30 metros de profundidad (MacGregor & McManus, 1992).

La extensión lateral del sistema radicular generalmente es mayor que su profundidad y en algunos casos supera los 50 metros de longitud (Gray, 1974).

La longitud de las raíces y su profundidad deben evaluarse para determinar su efecto sobre la estabilidad de un talud. Watson y O`Loughlin (1990) midieron el tamaño de las raíces de un pino Monterrey de 25 años y encontraron que mientras la raíz se extendía lateralmente 10.4 metros, alcanzaba una profundidad máxima de solamente 3.10 metros y un promedio de 2.4 metros. Se ha encontrado que la longitud de las raíces es mayor cuando el árbol se encuentra en un suelo bien drenado granular, que cuando se encuentra en un suelo arcilloso. Aparentemente, este efecto se debe a la necesidad que el árbol tiene de buscar agua en el caso de que el drenaje sea bueno.

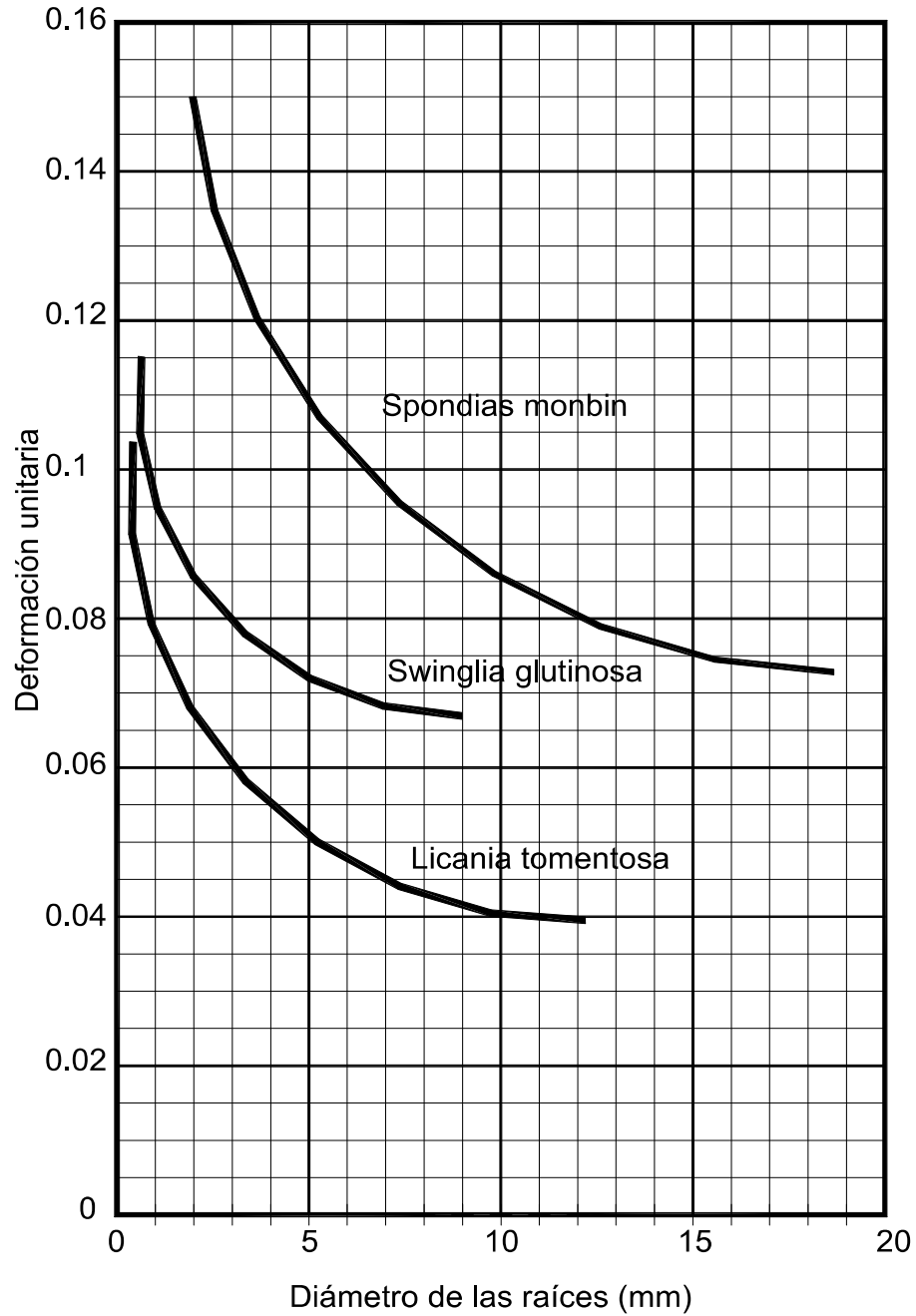
Ante la dificultad de poder determinar con precisión la longitud de raíz debido a la poca información existente sobre las características radiculares de las diversas especies, se puede tomar como regla general que la raíz se extiende lateralmente 1.5 veces el radio de la corona del follaje, aunque debe tenerse en cuenta que en algunos casos, las raíces pueden extenderse hasta 22 veces el radio de la corona (Kozlowski, 1971).

La profundidad de refuerzo de las raíces de los pastos es de solo 20 centímetros comúnmente, pero algunas especies tienen profundidades que permiten el anclaje a mantos de roca relativamente profundos tales como lo es el pasto Vetiver que puede alcanzar profundidades mayor a los 5 metros (Kozlowski, 1971).

Se conoce de Eucaliptus con raíces de hasta 27 metros y raíces de bosque tropical hasta de 30 metros de profundidad, pero la mayoría de los árboles tienen raíces

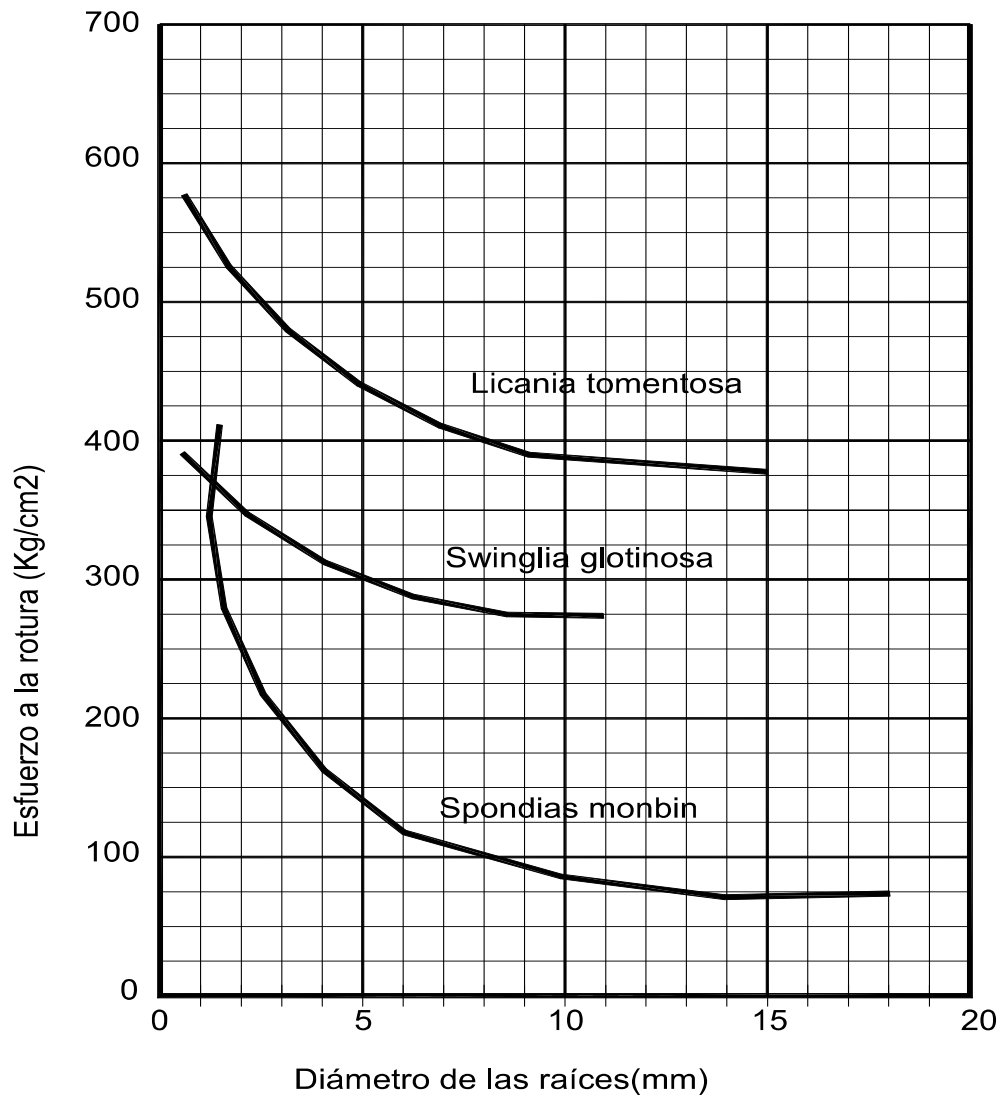
de profundidad hasta de tres metros y esta es la profundidad hasta la que puede confiarse un refuerzo con raíces (Greenway, 1987).

Gráfica 1 Deformación a la rotura de las raíces de algunas especies vegetales tropicales



(Gray & Ohashi, 1983)

Gráfica 2 Resistencia a la tensión de las raíces de algunas especies vegetales tropicales



(Gray & Ohashi, 1983)

Algunas plantas poseen un sistema de raíz “extensivo”, en el cual las raíces alcanzan profundidades o extensiones grandes, mientras otras forman un sistema “intensivo” con raíces más cortas y finas (Greenway, 1987).

Leventhal y Mostyn (1987) indican que las raíces de diámetro menor a 20 milímetros, son las más importantes para la estabilidad de un talud que las raíces de mayor diámetro.

Otro factor que contribuye a la resistencia del sistema suelo- raíces es la densidad de raíces por volumen de suelo. El número de raíces por unidad de área y su

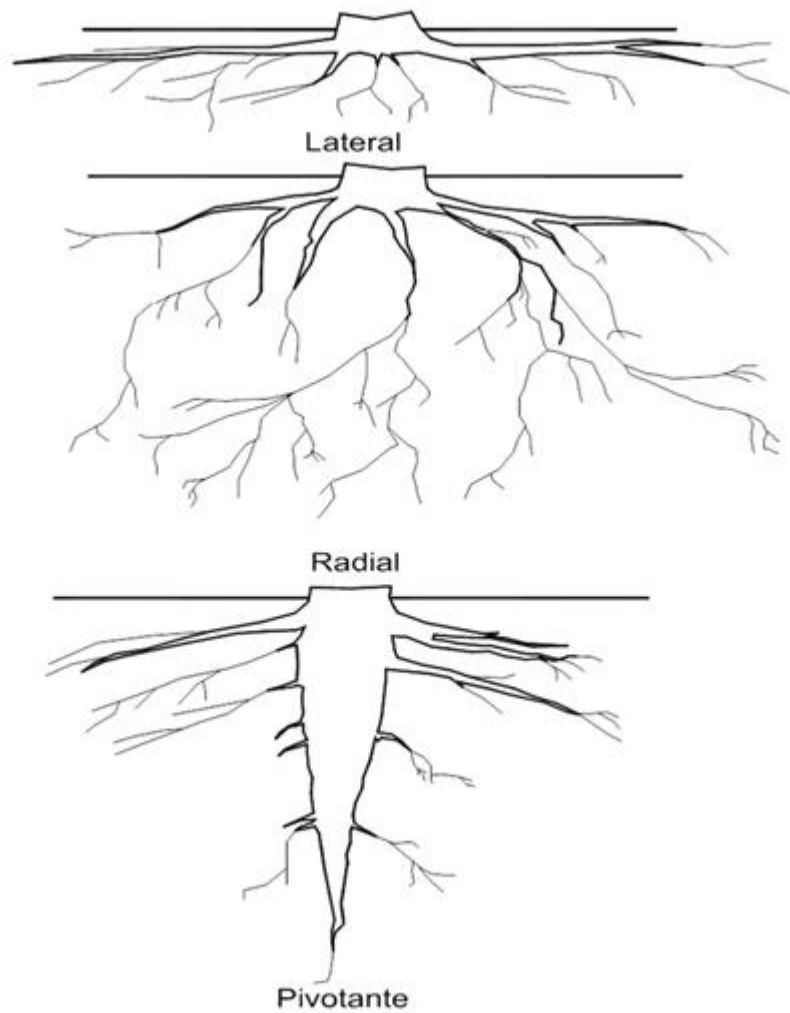
diámetro, puede evaluarse como una relación de áreas raíz-suelo en un plano determinado de falla (Leventhal & Mostyn , 1987).

Un sistema de recolección de información consiste en tomar muestras de suelo con raíces, por un sistema de tamizado o separar las raíces de suelo, y con la comparación de los volúmenes determinar la relación raíz-suelo. Otro sistema podría consistir en dibujar en la pared de un apique utilizando papel de acetato, las áreas de raíz y evaluar la relación suelo-raíces (Leventhal & Mostyn , 1987).

4. FORMA DEL SISTEMA DE RAÍCES. La forma de las raíces puede presentar tres esquemas diferentes como se muestra en la siguiente figura:

- Raíz de extensión lateral: Según estudios y experiencias de varios autores, en la mayoría de los casos la extensión lateral de las raíces es mucho mayor que la profundidad, con excepción de las raíces pivotantes, las cuales a su vez no son muy profundas. En este orden de ideas, el anclaje de las raíces es principalmente paralelo a la superficie del terreno; sin embargo, no debe desestimarse la penetración de las raíces en las fisuras de la roca, anclando el suelo superficial o el efecto de anclaje en los dos primeros metros de suelo.
- Raíz de extensión radial: Este tipo de raíces posee la gran ventaja de poder profundizarse y al mismo tiempo se extienden lateralmente, generando de esta manera un efecto de arco, el cual es muy importante en la estabilización de deslizamientos de profundidad moderada.
- Raíz pivotante: Este tipo consiste en una raíz vertical profunda, la cual va centrada con ramificaciones de raíces pequeñas. Generalmente, las raíces pivotantes alcanzan profundidades mayores que las raíces laterales o radiales. Estas raíces son muy efectivas para la estabilización de deslizamientos poco profundos (Kozłowski, 1971).

Figura 1 Tipos de raíces



(Kozłowski, 1971).

5. RESISTENCIA DEL SISTEMA SUELO – RAÍCES. En la literatura se encuentran informes contradictorios relacionados con el efecto de las raíces sobre la resistencia al cortante de los suelos.

Gray (1974) observa que las raíces aumentan la resistencia al cortante por incremento de la cohesión aparente del suelo, reportando incremento de la resistencia de 3 a 4 veces.

Yagi y otros (1994) encontraron en pruebas de laboratorio que no existe prácticamente ninguna variación en el ángulo de fricción y la cohesión por la presencia de raíces o el aumento del porcentaje volumétrico de raíces en el suelo.

Gray y Ohashi (1983) indicaron que la orientación de las raíces en un ángulo de 60 grados con la superficie de cortante, aumenta a un máximo la resistencia al cortante equivalente a la dirección principal de tensión, lo cual se entiende como una resistencia generada por la tensión en las raíces.

Tabla 3 Ensayos de Resistencia a la tensión de algunas raíces de plantas tropicales

Especie	Deformación Máxima (%)	Deformación Mínima (%)	Carga de Tensión Máxima (Kg/cm ²)	Carga de Tensión Mínima (Kg/cm ²)
Bambusa vulgaris	15.79	14.25	386.69	276.10
Espondias mombin	15.16	7.38	366.41	76.84
Licania tomentosa	10.70	3.83	576.86	360.65
Swinglea glutinosa	11.48	6.72	633.01	0.60

(Gray & Ohashi, 1983)

Según Schiechtl (1980) la resistencia a la tensión de las raíces puede ser de hasta un 30% de la resistencia a la tensión del acero, además de que las raíces pueden extenderse hasta varios metros por debajo del talud.

La resistencia promedio a la tensión de las raíces depende de las características y estructura de la planta, existiendo así variaciones en la resistencia entre 1,300 Psi y 7,000 Psi (Gray & Ohashi, 1983).

Los árboles, arbustos y cierto tipo de pastos tienen raíces que poseen un comportamiento a la tensión con un módulo de elasticidad bajo y además no se rompen

durante el proceso de corte del suelo; sin embargo se han realizado varios ensayos en Colombia en los que se muestran deformaciones a rotura muy compatibles con el comportamiento al cortante de los suelos en la mayoría de las raíces ensayadas, sobre todo en raíces que tienen diámetros superiores a 1 mm, como se puede observar en el cuadro 3 (Gray & Ohashi, 1983).

Según resultados de los ensayos realizados, se puede notar que el porcentaje de deformación a la rotura disminuye al aumentar el diámetro en la mayoría de las especies ensayadas (Gráfica 1 y Gráfica 2) (Gray & Ohashi, 1983).

Generalmente, las raíces de mayor diámetro dan valores de resistencia a la tensión menores en las mismas condiciones; sin embargo, luego de realizar pruebas con raíces de diferente árbol, pero del mismo tipo o variedad, se pudo observar que los resultados de resistencia a la tensión pueden variar hasta en un 500%, por lo que es muy difícil asignarle una resistencia específica a cada diámetro para poder elaborar un modelo matemático (Gray, 1974).

La relación que existe entre la resistencia a la tensión de la raíz y su diámetro se puede expresar con una ecuación potencial, de la siguiente manera:

$$T_r = nD^m \quad (1)$$

donde:

T_r = Resistencia a la tensión de la raíz

D = Diámetro

n y m = Constantes empíricas que se deben determinar para cada especie de árbol, planta, etc., en base a los resultados de laboratorio (Gray, 1974).

La edad del árbol y las condiciones ambientales que lo rodeen (clima, humedad, suelo, etc.) pueden producir un cambio importante en la resistencia a la tensión de las raíces. Suyama (1992) reporta que las raíces individuales aumentan su resistencia a medida que estas son más largas.

Los ensayos que se realizan con las raíces sobre resistencia a la tensión han sido muy complicados, ya que se tienen problemas con las mordazas, debido a que la piel de

las raíces o las fibras exteriores tienden a deformarse, independientemente de las fibras interiores y las mordazas tienden a soltarse, lo cual hace difícil este tipo de ensayos y así obtener datos precisos y exactos (Suyama, 1992).

C. APLICACIÓN DEL SISTEMA VETIVER EN PENDIENTES

1. ¿QUÉ HACE EL SISTEMA VETIVER Y CÓMO TRABAJA? El Sistema Vetiver es un medio muy práctico, simple, económico, de bajo mantenimiento y muy efectivo para la conservación de los suelos y agua, control de la sedimentación, estabilización y rehabilitación de tierras, y fitorremediación. Además de ser una medida biológica, también es muy amigable con el medio ambiente debido a que es una planta no invasiva y catalogada como planta C4. Cuando es plantado en hileras simples forma una barrera que es muy efectiva en disminuir y dispersar las aguas de escorrentía, y de esta forma reduce increíblemente la erosión, conservando la humedad del suelo y atrapando sedimentos y agroquímicos en el sitio (Hengchaovanich, 1998).

Aunque cualquier barrera puede hacer eso, el pasto Vetiver, debido que posee unas características morfológicas y fisiológicas únicas, lo puede hacer mejor que otros sistemas como se ha podido comprobar en muchos países (Hengchaovanich, 1998).

Adicionalmente, el sistema de raíces extremadamente profundo, masivo y denso amarra el suelo y al mismo tiempo impide que sea separado por flujos de agua de alta velocidad. El sistema de raíces muy profundo y de rápido crecimiento hace también al Vetiver muy tolerante a la sequía y muy apto para la estabilización de taludes inclinados (Hengchaovanich, 1998).

2. LUCHA CONTRA LA EROSIÓN. El Vetiver está considerada como el principal arma o recurso vegetal en el combate de la erosión en trópicos y subtrópicos. La erosión superficial, o laminar es responsable directa de la pérdida de millones de toneladas de suelo fértil y de millones de hectáreas de suelos forestales y de cultivo. Las zonas que conservan una cubierta vegetal natural y diversa no se ven afectadas en tan gran medida por este tipo de erosión (Hengchaovanich, 1998).

La tecnología que se basa en el empleo del Vetiver como herramienta recibe varios nombres, siendo los más habituales "VGS" Vetiver Grass Systems, en inglés y

"SPV" Sistema Pasto Vetiver o simplemente "TV" Tecnología Vetiver o "SV" Sistema Vetiver, en español (Hengchaovanich, 1998).

La forma más eficaz de lucha contra la erosión es el "Sistema Vetiver" que consiste en el establecimiento de barreras vegetales de Vetiver. La aplicación del "Sistema Vetiver" es sencilla, barata, de fácil aplicación, gran efectividad, larga duración. También es de bajo coste de desarrollo y mantenimiento, y de rápida aplicación y poco impacto ambiental, sobre todo si se compara con los sistemas tradicionales de estructuras artificiales (Hengchaovanich, 1998).

Las principales aplicaciones del "Sistema Vetiver" son: Conservación de agua y sedimentos, estabilización de pendientes, rehabilitación de campos de cultivo, recuperación de suelos, prevención de catástrofes naturales. También existen otras aplicaciones que se le pueden dar al Sistema Vetiver, tales como: Barreras visuales, cortavientos, creación de presas de tierra (Hengchaovanich, 1998).

Las plantas de Vetiver, adecuadamente dispuestas forman barreras vivas extremadamente versátiles y resistentes. Son muy resistentes y densas, controlando la escorrentía superficial de agua y sirviendo como un filtro alto, denso y muy eficaz que retiene el sustrato y sedimentos (Hengchaovanich, 1998).

Estas barreras son muy fuertes. Una raíz de Vetiver por sí sola es casi imposible de cortar con las manos desnudas. Pues debajo de las barreras se forma otra barrera subterránea, formada por una intrincada, poderosa y muy densa red de raíces que llegan hasta los cinco metros de profundidad y que prácticamente blindan el terreno, al mismo tiempo que lo protegen y lo enriquecen (Hengchaovanich, 1998).

Las barreras de Vetiver no son impermeables, reducen la velocidad de la escorrentía, debilitando, filtrando y regulando el paso del agua, evitando la formación de surcos, cárcavas y la pérdida de suelo (Hengchaovanich, 1998).

Detrás de las barreras se forma una capa de sedimentos que forma un suelo generalmente de una alta fertilidad. Conforme aumentan los sedimentos, se incrementa la fertilidad, calidad y humedad del sustrato en la zona y se va formando de esta manera unas terrazas naturales con una gran capacidad productiva (Hengchaovanich, 1998).

El Vetiver, al tener la particularidad de emitir raíces de los nódulos de los tallos sigue rebrotando, aunque se encuentre en parte cubierto de sedimentos, por tanto mientras más alta sea la capa de sedimentos atrapados más alta serán también las barreras de Vetiver (Hengchaovanich, 1998).

Las barreras de Vetiver son también de gran utilidad para proteger acequias, cañerías y cursos de agua, estabilización y delimitación de caminos y carreteras, reforzamiento de estructuras de todo tipo y prevención de corrimientos de tierra (Hengchaovanich, 1998).

3. ESTABLECIMIENTO DE BARRERAS. Establecer barreras con Vetiver no es complicado. En pendientes es necesario disponer las barreras a modos de curvas de nivel, esto es uniendo los diferentes puntos de la zona que se encuentren a una misma altura (Dalton, Smith, & Troung, 1996).

La distancia de plantación de una planta de Vetiver a la otra va en función del uso que se le pretenda dar a la barrera y del grado de inclinación de las laderas a plantar. Es importante que el material sea fresco y de calidad, hay que protegerlo del sol y mantener con las raíces en agua incluso durante el trabajo en el campo, para favorecer el arraigo posterior (Dalton, Smith, & Troung, 1996).

Para establecimiento rápido de barreras en zonas con gran pendiente 10 centímetros es suficiente entre planta y una distancia entre hileras de 100 centímetros (aunque puede ser menos). Para zonas llanas, barreras visuales y cortavientos se colocan las plantas (de uno a tres tallos) a distancias de entre 15-35 centímetros (Hengchaovanich, 1998).

La distancia de una barrera a otra depende asimismo del grado de inclinación o pendiente. Como regla general las barreras están separadas por un metro, medido verticalmente, esto es en altura. El grosor de la barrera depende de lo fuerte que se pretenda o del caudal que se estime debe resistir. Se suelen plantar de una a tres filas por barrera (separadas cada fila entre sí de 10 a 40 cm) (Hengchaovanich, 1998).

En las presas de tierra, ya que son montículos de tierra dispuestos en cauces o zonas de gran erosión. La densidad de las plantaciones en estas presas debe ser alta, con

marcos de plantación de los plántones del orden de 10x10 o 10x15 cm, para cubrir rápidamente toda la superficie (Hengchaovanich, 1998).

Las barreras de Vetiver tardan de seis meses a tres años en llegar a ser plenamente eficaces dependiendo de las condiciones climáticas, profundidad y calidad del suelo (Hengchaovanich, 1998).

La época de siembra es variable, aunque se suelen preferir los inicios de las temporadas de lluvias ya que se evitan gastos de riego durante la época seca. Pero puede darse el problema de que la fuerza del agua arrastre barreras recién plantadas que no han tenido tiempo de enraizar. De todas formas siempre es necesario que el suelo esté húmedo. Como mínimo es recomendable riego o lluvias durante un mes o más (Hengchaovanich, 1998).

Para establecer 100 metros de barrera se pueden emplear de 100 a 900 tallos, retoños plántones a raíz desnuda. El costo es variable y depende de variantes lógicas: coste de mano de obra, posibilidad de mecanización, accesibilidad, coste del material a plantar, necesidad de irrigación, abonos, etc. (Hengchaovanich, 1998).

La labor de plantación suele consistir en efectuar un agujero con la ayuda de una barra de hierro afilado, pesada y maciza que se clava y se mueve ligeramente de un lado a otro antes de introducir la planta. También se puede mecanizar con una máquina subsoladora o un arado. En lugares donde las condiciones de precipitación son escasas, ha dado muy buen resultado cavar o arar primer un surco que sea ancho y no excesivamente profundo y disponer las plantas en el fondo del mismo con la técnica de la barrera de hierro (Hengchaovanich, 1998).

En lugares difíciles o poco estables como pendientes pronunciadas, cursos de agua, etc. Es más recomendable emplear plantas de Vetiver ya enraizadas en vivero, para que tengan mayor rapidez para adaptarse y establecerse en el suelo. Para enraizarlo se puede emplear bolsas o contenedores de plástico, o bandejas forestales, ya que estas últimas logran plantas con un cepellón estrecho y afilado que resulta poco pesado, seguro y sencillo de manejar y de plantar. De esta forma se obtiene un establecimiento de las barreras prácticamente inmediato (Hengchaovanich, 1998).

4. RECUPERACIÓN DE ECOSISTEMAS. Recuperar sistemas degradados es muy difícil, especialmente si se ha perdido una parte importante de suelo y las plantas propias de la zona son incapaces de recolonizar el área sin la ayuda de la intervención humana. En estas condiciones es de gran utilidad el empleo de especies pioneras. Esto son especies de gran rusticidad que van preparando el terreno para que las plantas de zonas adyacentes puedan recolonizarlo o para evitar que fracasen los esfuerzos de reforestación (Hengchaovanich, 1998).

El Vetiver se comporta de manera casi perfecta. Estabiliza la zona, fomenta la recuperación de suelos, aumenta la humedad y fertilidad de los mismos. Protege los plantones de las especies autóctonas del viento, lluvia, escorrentías, calor excesivo y desecación. Además de no competir con estas plantas (Hengchaovanich, 1998).

Además las plantas introducidas, conforme se vayan desarrollando irán aumentando su altura y envergadura, desplazando y sustituyendo de forma paulatina al Vetiver, que no tolera la sombra. Por tanto, el Vetiver es una especie de la máxima utilidad en la recuperación de ecosistemas originales, especialmente cuando se emplea en combinación con las plantas autóctonas de la zona (Hengchaovanich, 1998).

5. CARACTERÍSTICAS DEL VETIVER APROPIADAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES. Los atributos únicos que el Vetiver tiene, han sido investigados, evaluados y desarrollados en el mundo tropical, confirmando de esta manera que el Vetiver realmente es una herramienta muy efectiva con la que hoy en día se puede contar en la bioingeniería:

- Técnicamente el Vetiver es un pasto, las plantas de Vetiver son utilizadas para la estabilización de terrenos ya que estas se comportan como árboles o arbustos de rápido crecimiento debido a su sistema radicular. Las raíces del Vetiver son, por unidad de área, más fuertes y profundas que las raíces de los árboles (Hengchaovanich, 1998).
- El sistema de raíces del Vetiver es extremadamente profundo y forma una masa finamente estructurada que se extiende hacia abajo dos a tres metros (6 a 9 pies) en el primer año de establecido. En pendientes de relleno, muchos experimentos muestran que este pasto puede alcanzar 3.6m (12 pies) en 12 meses. El sistema de raíces grueso y extenso, amarra el suelo y lo hace muy

difícil de remover, y también extremadamente tolerante a la sequía (Hengchaovanich, 1998).

- Las raíces del Vetiver, son muy fuertes en la mayoría de los casos más fuertes que muchas especies leñosas, ya que tienen una fuerza de tensión alta, lo que ha demostrado ser positivo para el reforzamiento por las raíces de pendientes inclinadas (Hengchaovanich & Nilaweera, 1996).
- Estas raíces tienen una fuerza de tensión promedio probada de alrededor de 75 MPa, que es equivalente a 1/6 del reforzamiento con acero blando, y un incremento de la resistencia al corte de 39% a una profundidad de 0.5m (1.5 pies) (Hengchaovanich, 1998).
- Las raíces del Vetiver pueden penetrar un perfil de suelo compactado como un “hardpan” o una capa de arcilla dura, muy comunes en suelos tropicales, proporcionando un buen anclaje para rellenos y material de suelo superficial (Hengchaovanich, 1998).
- Cuando se plantan juntas y muy cercanas, las plantas de Vetiver forman una barrera densa que reduce la velocidad del flujo superficial, y desvía la escorrentía, conformando un filtro muy eficiente que controla la erosión. Las barreras detienen el flujo y lo dispersan, permitiendo un mayor tiempo para que infiltre en el terreno (Le Van & Truong, 2003).
- Al actuar como un filtro muy efectivo, las barreras de Vetiver reducen la turbidez del escurrimiento superficial. Debido a que brotan nuevas raíces de los nudos que quedan enterrados en el sedimento, el Vetiver se adapta continuamente al nuevo nivel del terreno. Se van formando terrazas en la cara superior de la barrera, este sedimento no debe ser removido nunca. El sedimento fértil usualmente contiene semillas de plantas locales, lo que facilita su restablecimiento (Le Van & Truong, 2003).
- El Vetiver tolera variaciones climáticas y ambientales extremas, incluyendo sequías prolongadas, inundaciones, sumersión, y temperaturas extremas en un rango entre -15°C y 55°C (7° F a 131°F) (Le Van & Truong, 2003).
- Este pasto rebrota muy rápido después de exponerse a sequías, heladas,

salinización y otras condiciones de suelo adversas cuando cesan o son eliminados los efectos adversos (Le Van & Truong, 2003).

- El Vetiver presenta un alto nivel de tolerancia a la acidez del suelo, salinidad, sodicidad y condiciones sulfato ácidas (Le Van & Truong, 2003).

El Sistema Vetiver es muy efectivo cuando se planta junto a corta distancia sobre hileras en contorno en las pendientes. Las líneas de contorno con Vetiver pueden estabilizar pendientes naturales, pendientes de corte y de relleno, y terraplenes de relleno. Su sistema de raíces profundo y vigoroso puede estabilizar estructuralmente las pendientes y al mismo tiempo su vástago dispersa la escorrentía superficial, reduce la erosión, y atrapa sedimentos que facilitan el crecimiento de especies nativas (Le Van & Truong, 2003).

Según Hengchaovanich (1998) observó que el Vetiver puede crecer verticalmente en pendientes con inclinaciones mayores a 150% (~56°). Su crecimiento rápido y reforzamiento sobresaliente lo hacen un mejor candidato para la estabilización de pendientes que otras plantas.

Otra característica menos obvia que lo diferencia de los árboles es la capacidad de penetración de sus raíces. Su fuerza y vigor le permiten penetrar suelos difíciles, capas endurecidas, y capas rocosas con puntos débiles. Puede atravesar incluso pavimentos de asfalto y concreto. El mismo autor caracteriza las raíces de Vetiver como “pilotes vivientes” de 2-3m (6-9 pies) usados comúnmente en “enfoces duros” en trabajos de estabilización de pendientes. Combinado con su capacidad de establecerse rápidamente en condiciones de suelo difíciles, todas estas características hacen al Vetiver una planta más apropiada para la estabilización de taludes en comparación con otras.

Imagen 4 El Vetiver forma un biofiltro grueso y efectivo (izquierda) y debajo de la superficie (derecha)



(Hengchaovanich, 1998)

Imagen 5 Principios de Estabilización de pendientes con el Vetiver (izquierda); las raíces de Vetiver refuerzan esta pared de dique protegiéndola de ser arrastrada por las crecidas e inundaciones (derecha)



(Hengchaovanich, 1998)

6. CARACTERÍSTICAS DEL VETIVER APROPIADAS PARA MITIGACIÓN DE DESASTRES ASOCIADOS CON EL AGUA.

Para reducir el impacto de desastres asociados con el agua tales como las inundaciones, erosión de banco de río y costera, inestabilidad de diques y represas, el Vetiver se siembra en hileras ya sea paralelas a o cruzando la dirección del flujo del agua o de las olas. Sus características adicionales únicas son muy útiles:

- Dada la extraordinaria profundidad y fortaleza de sus raíces, el Vetiver

maduro es extremadamente resistente a ser arrastrado por flujos de alta velocidad. El Vetiver plantado en el norte de Queensland (Australia) ha soportado velocidades de flujos superiores a 3.5m/s (10 pies/s) en ríos bajo situaciones de inundación y, en el sur de Queensland, hasta de 5m/s (15 pies/s) en un canal de drenaje inundado (Le Van & Truong, 2003).

- En situaciones de flujos superficiales o de baja velocidad, los tallos erguidos y firmes del Vetiver actúan como una barrera que reduce la velocidad del flujo (p. ej. incrementando la resistencia hidráulica) y atrapa el sedimento erosionado. De hecho, él puede mantener su follaje erecto en un flujo con profundidades de 0.6-0.8m (24-31 pulgadas) (Le Van & Truong, 2003).
- Las hojas del Vetiver se desprenden con flujos más profundos y veloces, suministrando una protección extra a la superficie del suelo y a la vez reduciendo la velocidad del flujo (Le Van & Truong, 2003).
- Cuando se planta en estructuras que retienen agua como diques y represas, las barreras de Vetiver ayudan a reducir la velocidad del flujo, disminuyen el nivel máximo de las olas y la erosión que éstas causan, y reducen el volumen de agua cuando ésta sobrepasa la estructura o la que pudiese entrar en las áreas protegidas por la misma. Estas barreras también ayudan a reducir la erosión regresiva que ocurre a menudo cuando el flujo del agua o el de las olas se retira, luego de haber subido sobre la estructura (Le Van & Truong, 2003).
- Como planta de pantanos, el Vetiver resiste sumersión prolongada. Experiencias en China demuestran que el Vetiver sobrevivió más de dos meses bajo aguas claras (Le Van & Truong, 2003).

7. VELOCIDAD DE CRECIMIENTO. El Vetiver como ya se conoce es una planta con grandes bondades, dentro las cuales se tiene su velocidad de crecimiento, ya que en seis meses puede llegar a alcanzar la altura de la planta los dos metros. Las raíces crecen igual de rápido, alcanzando de 3 a 4 metros de profundidad en el primer año. Es importante reseñar que el Vetiver crece "desde la base", lo que le hace muy resistente a posibles daños de los que se recupera muy rápidamente (Le Van & Truong, 2003).

8. TENSIÓN Y FUERZAS DE CORTE DE LAS RAÍCES DE VETIVER.

Hengchaovanich y Nilaweera (1996) encontraron que la fuerza de tensión de las raíces de Vetiver se incrementa con una reducción en el diámetro de las raíces, lo que implica que las raíces finas son más fuertes y suministran mayor resistencia que las raíces gruesas. El esfuerzo de tensión de las raíces del Vetiver varía entre 40 a 180 MPa en un rango de diámetro de raíces entre 0.2-2.2 mm (0.008-0.08 pulgadas) en ensayos realizados a plantas maduras de más de 2 años de edad, y en plantas mayores de 6 meses los esfuerzos de tensión se encuentran en un valor promedio de 24 MPa.

El esfuerzo de tensión promedio de diseño es de 75 MPa para diámetros de raíz de 0.7-0.8 mm (0.03 pulgadas), que es el tamaño más común de raíces de Vetiver, y es equivalente aproximadamente a un sexto del acero blando. Por lo tanto, las raíces de Vetiver son tan fuertes o más fuertes que las de muchas especies leñosas que han sido probadas positivamente para el refuerzo de pendientes (Gráfica 3 y Tabla 4).

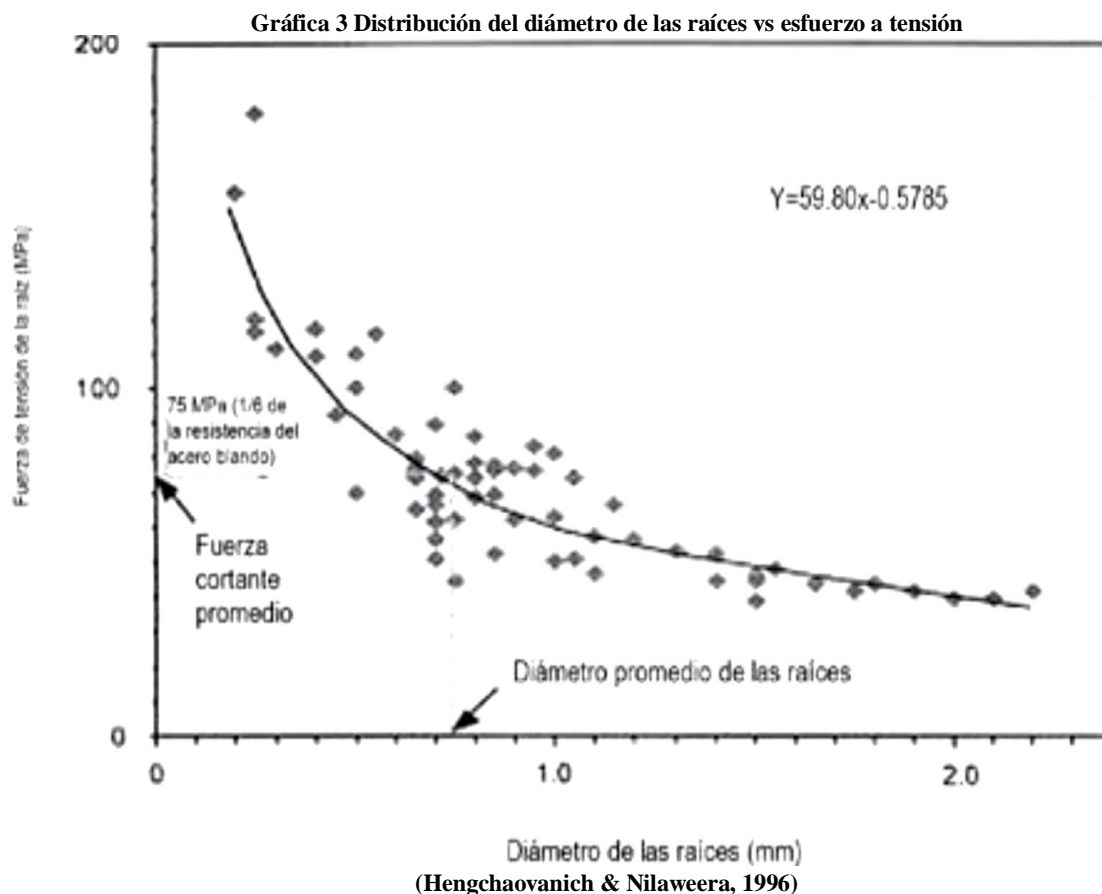


Tabla 4 Esfuerzos de tensión de las raíces de algunas plantas

Nombre botánico	Nombre común	Resistencia a la tensión (MPa)
<i>Cordia lutea</i>	Moyuyo	9 – 36
<i>Caessalpinia Pai Pai</i>	Cascol	19 – 61
<i>Cordia Alliodora</i>	Laurel	5 – 38
<i>Brachiaria Brizantha</i>	Paja-Pastos	22 – 27
Ryegrass amazon	Pasto Guinea	15 – 31
<i>Bursera graveolens</i>	Palosanto	22 – 79
<i>Vetiveria Zizanoides</i>	Vetiver	40 – 120
<i>Tabebuia Chrisantha</i>	Guayacán	24 – 81

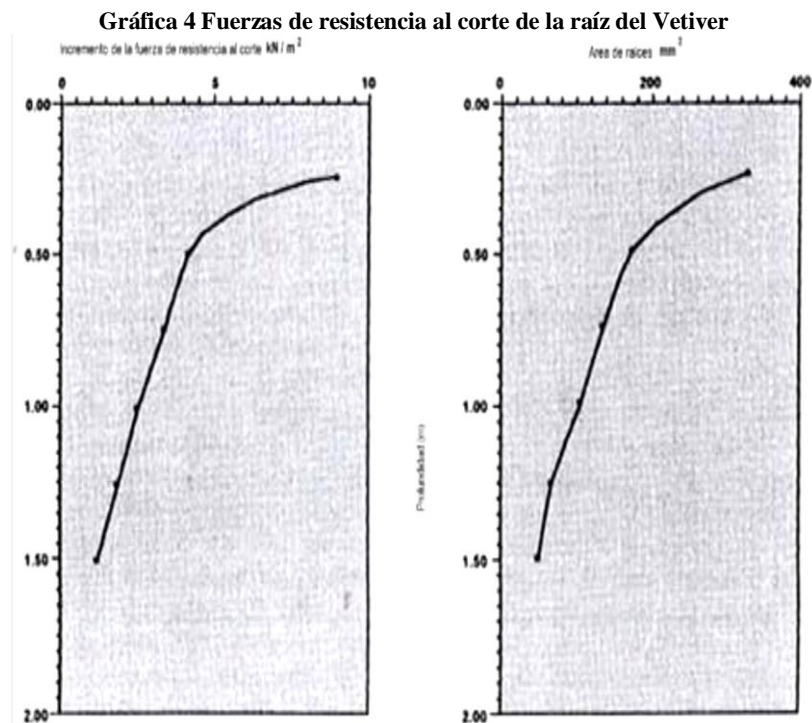
(Hengchaovanich, 1998)

En una prueba de resistencia al corte en un bloque de suelo, Hengchaovanich y Nilaweera (1996) también encontraron que la penetración de raíces de una barrera de Vetiver de dos años de establecida con una separación entre plantas de 15cm (6 pulgadas) se puede aumentar la resistencia al corte del suelo en los 50 cm (20”) de la anchura de la franja adyacente en un 90% a 0.25 m (10 pulgadas) de profundidad. El incremento fue del 39% a 0.50 m (1.5 pies) de profundidad y gradualmente se redujo a 12.5% a un metro (3 pies) de profundidad. Además, el sistema de raíces denso y masivo del Vetiver ofrece un mayor incremento de la resistencia al corte por unidad de concentración de fibra (6-10 kPa/kg de raíz por metro cúbico de suelo) en comparación con 3.2-3.7 kPa/kg de raíz de árboles (Tabla 4).

Los autores explican que cuando las raíces de las plantas atraviesan el plano de una superficie potencial de corte en un perfil de suelo, distorsión de la zona de corte desarrollándose una tensión en las raíces. El componente de esta tensión tangencial a la zona de corte resiste directamente al corte, mientras que el componente de la normal incrementa la presión de confinamiento en el plano de corte. En la Gráfica 4 se puede observar como es el comportamiento de las raíces del Vetiver respecto al corte (Hengchaovanich & Nilaweera, 1996).

Otros estudios y ensayos complementaron las investigaciones sobre la

resistencia de las raíces realizadas por Hengchaovanich, conduciendo ensayos posteriores en otros pastos como se puede observar en la Tabla 5. Aunque el Vetiver tiene las raíces más finas en segundo lugar, su fuerza de tensión es casi tres veces mayor que la del resto de plantas evaluadas (Cheng Hong, Aiping, Hengsheng, & Ming, 2003).



(Cheng Hong, Aiping, Hengsheng, & Ming, 2003)

Tabla 5 Diámetro y esfuerzo de tensión de las raíces de varias hierbas

Nombre botánico	Nombre común	Diámetro promedio de la raíz (mm)	Esfuerzo de tensión promedio (MPa)
Juncellus serotinus	Juncia	0.38 ± 0.43	24.5 ± 4.2
Papalum dilatatum	Pasto miel, grama de agua	0.92 ± 0.28	19.74 ± 3
Trifolium repens	Trébol Blanco	0.91 ± 0.11	24.64 ± 3.36
Vetiveria Zizanoides	Vetiver	0.66 ± 0.32	85.10 ± 31.2
Eremochioa ophiuroides	Gramma Cienpiés	0.66 ± 0.05	27.30 ± 1.74
Papalum notatum	Pasto Bahía	0.73 ± 0.07	19.23 ± 3.59
Zoysia	Gramma de Manila	0.77 ± 0.67	17.55 ± 2.85
Cynodon dactylon	Pasto Bermuda	0.99 ± 0.17	13.45 ± 2.18

(Cheng Hong, Aiping, Hengsheng, & Ming, 2003)

Imagen 6 Raíces del Vetiver mayores a 2 años



(Truong, Gordon, & Baker, 1996)

9. PODER DE PENETRACIÓN DEL VETIVER. Gran cantidad de estudios han logrado determinar que las raíces del Vetiver poseen un poder innato de penetración de una capa bastante gruesa (5 cm) de concreto asfáltico. El Departamento de Desarrollo Territorial de Tailandia realizó un estudio, en el cual se logró descubrir que el Vetiver era capaz de atravesar capas duras de suelo las cuales tenían un espesor de 15 cm, notando así que las raíces se extendieron hasta 74 cm por debajo del nivel del suelo (Le van Du y Truong, 2003).

Luego de toda la teoría y estudios realizados en el Vetiver, es posible decir, por analogía, que el Vetiver tiene unas raíces que se comportan como clavos “vivientes” del

suelo las cuales pueden alcanzar grandes longitudes por lo general superando los 5 metros, tal como se usa en las obras civiles convencionales (Le van Du y Truong, 2003).

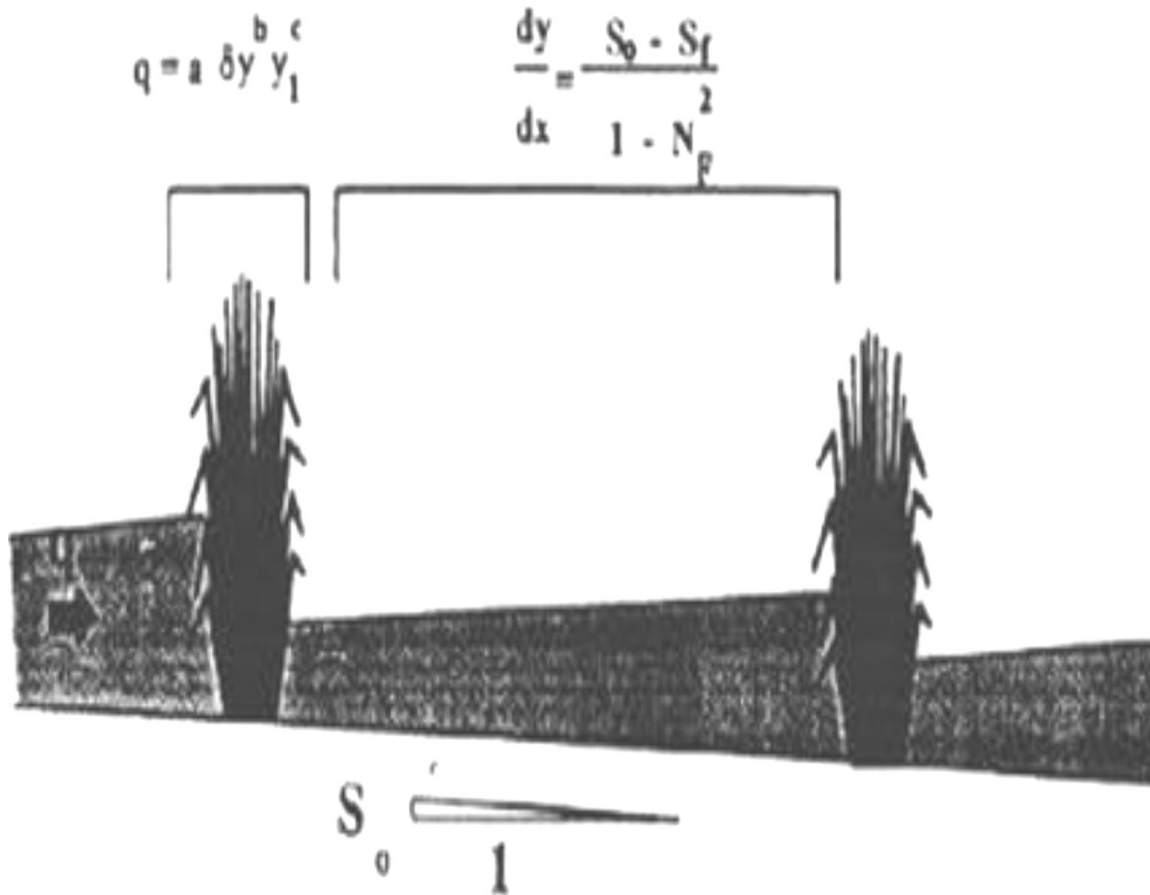
Imagen 7 Sistema Radicular del Vetiver



(Le Van & Truong, 2003)

10. CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS. Al sembrarse en hileras, las plantas de Vetiver forman barreras densas; sus tallos firmes permiten que estas densas barreras se mantengan erguidas por encima de los 0.6-0.8m (2-2.6') al menos, formando una barrera viva que hace más lenta la escorrentía y la dispersa. Cuando se planifican apropiadamente, estas barreras son estructuras muy efectivas que dispersan y derivan el agua de escorrentía hacia áreas estables o drenajes apropiados para una descarga segura (Dalton, Smith, & Truong, 1996).

Figura 2 Modelo hidráulico e una inundación atravesando barreras de Vetiver



(Dalton, Smith, & Troung, 1996)

donde:

q = descarga por unidad de ancho

y = profundidad del flujo

y_1 = profundidad aguas arriba

S_0 = pendiente del terreno

S_f = energía de la pendiente

N_F = el número de Froude del flujo

Ensayos con canales de flujo conducidos en la Universidad del Sur de Queensland para estudiar el diseño y la incorporación del Vetiver en un trazado entre franjas de cultivo para la mitigación de inundaciones, confirmaron las características hidráulicas de las barreras de Vetiver en flujos profundos (Figura 2). Las barreras redujeron sucesivamente la velocidad de las inundaciones y limitaron el movimiento del

suelo; franjas en barbecho sufrieron muy poca erosión, y un cultivo de sorgo joven fue protegido completamente del daño de la inundación (Dalton, Smith, & Troung, 1996).

11. PRESIÓN DE AGUA EN LOS POROS. La cobertura vegetal en las tierras en pendientes incrementa la infiltración del agua. Existe la preocupación de que el excedente de agua incrementa la presión de agua en los poros del suelo y promueve la inestabilidad de la pendiente. Sin embargo, observaciones de campo muestran en realidad una mejora. Primero, al plantar en líneas en contorno o líneas de patrones modificados que atrapan y dispersan el agua de escorrentía en la pendiente, el sistema de raíces del Vetiver y el efecto de flujo de paso distribuye el agua excedente más uniformemente y de manera gradual, ayudando a prevenir acumulaciones locales (Bracken & Truong, 2000).

Segundo, el probable incremento de la infiltración es compensado por una tasa de agotamiento mayor y más gradual del agua del suelo por el pasto. Investigaciones sobre la competencia por el agua en el suelo en cultivos en Australia muestran que, bajo unas condiciones de poca precipitación, el agotamiento de la humedad del suelo puede alcanzar hasta 1.5m (4.5 pies) desde las barreras. Esto incrementa la infiltración de agua en esa zona, promoviendo la reducción del agua de escorrentía y las tasas de erosión. Desde una perspectiva geotécnica, estas condiciones ayudan a mantener la estabilidad de la pendiente. En pendientes muy inclinadas (30-60°), el espacio vertical entre barreras de 1m (3 pies) IV (Intervalo Vertical) es muy corto. Por lo tanto, el agotamiento de la humedad será mayor y mejorará aún más el proceso de estabilización de la pendiente. Sin embargo, para reducir los efectos potencialmente dañinos en pendientes inclinadas en zonas de alta precipitación, las barreras de Vetiver deben ser plantadas con un gradiente de 0.5% como se hace con las terrazas de drenaje para desviar el agua excedente hacia drenajes de salida estables (Dalton, Smith, & Troung, 1996).

12. APLICACIONES DEL SISTEMA VETIVER EN LA MITIGACIÓN DE DESASTRES NATURALES Y PROTECCIÓN DE INFRAESTRUCTURA. Debido a sus características únicas, el Vetiver es generalmente muy útil en controlar la erosión en taludes de corte y relleno y en otras pendientes asociadas con la construcción de carreteras, y particularmente efectivo en suelos altamente erosionables y separables, tales como los sódicos, alcalinos, ácidos y sulfato ácidos (Hengchaovanich, 1998).

Las siembras de Vetiver han sido muy efectivas en el control de la erosión o estabilización en las siguientes condiciones:

- Estabilización de pendientes a lo largo de autopistas y vías férreas. Especialmente efectivo en trayectos montañosos de carreteras rurales, donde las comunidades carecen de suficientes fondos para la estabilización de las carreteras y donde frecuentemente toman parte en la construcción de la vía.
- La estabilización de taludes en diques y represas, la reducción de la erosión en bancos de río, canales y líneas costeras y la protección de estructuras rígidas propiamente (ej. enrocados, muros de contención de concreto, gaviones, etc.).
- Pendientes sobre la entrada y la salida de las alcantarillas (cunetas, alcantarillas, y sus bases).
- La interfaz entre estructuras de cemento y roca y superficies de suelo erosionables.
- Como franja filtrante en la entrada de alcantarillas.
- Para reducir la energía en la salida de las alcantarillas.
- Para estabilización de la erosión de cabecera en cárcavas, sembrando las barreras de Vetiver en contorno sobre ellas.
- Para eliminar la erosión causada por la acción de las olas, plantando unas pocas hileras de Vetiver en el borde de la línea o cota de agua más alta en taludes de grandes diques en tierras agrícolas y en bancos de río.
- En plantaciones forestales, para estabilizar los hombros de las carreteras de acceso en pendientes muy inclinadas así como las cárcavas (en

senderos/caminos) que se desarrollan después de las cosechas (Hengchaovanich, 1998).

Debido a sus características únicas, el Vetiver controla efectivamente desastres asociados con el agua como inundaciones, erosión de banco de río y de líneas costeras, erosión de diques y represas, y en general la inestabilidad. También protege puentes, bases de alcantarillas y la interfaz entre estructuras de cemento/roca y el suelo. El Vetiver es particularmente efectivo en áreas dónde el relleno del terraplén es altamente erosionable y separable, como en el caso de suelos sódicos, alcalinos, y ácidos (incluyendo los suelos sulfato ácidos) (Hengchaovanich, 1998).

13. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL SISTEMA VETIVER (SV)

a. Ventajas

- La mayor ventaja del SV sobre medidas convencionales de ingeniería es su bajo costo y larga duración. Para la estabilización de taludes en China, por ejemplo, el ahorro está por el orden de 85-90% (Xia, Liu, S., & He, 1999). En Australia, la ventaja en costos del SV sobre los métodos de ingeniería convencionales está en el rango de 64% a 72%, dependiendo del método usado (Vetiver Grass Technology as a bioengineering tool for infrastructure protection, 1998).
- En resumen, sus máximos costos son sólo 30% de los costos de las medidas tradicionales. Adicionalmente, los costos anuales de mantenimiento son reducidos significativamente una vez que las barreras de Vetiver se han establecido.
- Como en otras tecnologías de la bioingeniería, el SV es una manera natural, ambientalmente amigable de controlar erosión y estabilizar los terrenos. Suaviza la apariencia dura de medidas de ingeniería convencionales como las estructuras de concreto y de roca, lo cual es muy importante en zonas urbanas y semirurales dónde las comunidades locales rechazan la apariencia desagradable de las obras de infraestructura.
- Los costos de mantenimiento a largo plazo son bajos. En contraste con las

obras de ingeniería convencionales, la tecnología verde mejora en la medida que madura la cobertura vegetal. El SV requiere un sistema de mantenimiento en los primeros dos años; sin embargo, una vez establecido, será virtualmente libre de mantenimiento. Por lo tanto, el uso del Vetiver es particularmente apropiado para áreas remotas dónde los costos de mantenimiento son altos y las condiciones difíciles.

- El Vetiver es muy efectivo en suelos pobres y muy erosionables y separables.
- El SV es muy apropiado en áreas dónde la mano de obra es de bajo costo.
- Las barreras de Vetiver son naturales, una técnica de bioingeniería suave, y eco-amigable en comparación con estructuras rígidas y duras (Hengchaovanich, 1998).

b. Desventajas

- La principal desventaja de las aplicaciones del SV es su intolerancia a condiciones de sombra, específicamente en la etapa de establecimiento. La sombra parcial afecta su crecimiento; la sombra severa puede eliminar el Vetiver al reducir su capacidad de competir con otras especies más tolerantes a la sombra. Sin embargo, esta debilidad puede ser deseable en situaciones dónde la estabilización inicial requiere de plantas pioneras que creen un micro ambiente que hospede la introducción espontánea o planeada de especies nativas endémicas.
- El Sistema Vetiver es efectivo sólo cuando las plantas están bien establecidas. Una planificación efectiva debe considerar un período de establecimiento de 2-3 meses en clima cálido y 4-6 meses en tiempos de clima frío. Para evitar retrasos, la siembra puede hacerse plantando con antelación, en la época seca si se dispone de riego.
- Las barreras de Vetiver son efectivas plenamente sólo cuando forman una barrera densa. Los huecos entre plantas deben ser replantados a tiempo.
- Es difícil plantar y regar vegetación en pendientes muy inclinadas y altas.
- El Vetiver requiere protección del ganado durante sus fases de

establecimiento (Hengchaovanich, 1998).

Basado en estas consideraciones, las ventajas de usar el SV como una herramienta en bioingeniería superan las desventajas, en especial cuando el Vetiver es usado como una planta pionera (Hengchaovanich, 1998).

Hay evidencia a nivel mundial que sustenta el uso del SV para estabilizar taludes. El Vetiver ha sido usado exitosamente para estabilizar bordes de carreteras, entre otros, en Australia, Brasil, América Central, China, Etiopía, Fiji, India, Italia, Madagascar, Malasia, Filipinas, Sur África, Sri Lanka, Venezuela, Vietnam, y las Indias Orientales. Usado en conjunto con otras aplicaciones geotécnicas, el Vetiver ha sido utilizado para estabilizar taludes en Nepal y Sur África (Hengchaovanich, 1998).

14. COMBINACIÓN CON OTROS TIPOS DE REMEDIACIÓN. El Vetiver es efectivo por sí mismo y combinado con otros sistemas tradicionales. Por ejemplo, en una sección dada de un banco de río o de un dique, una cobertura con rocas o concreto puede reforzar la parte que va sumergida, y el Vetiver puede reforzar la parte superior. Esta aplicación en paralelo crea un factor de estabilidad y seguridad (que no siempre son ciertas y/o necesarias). El Vetiver también puede ser plantado con bambú, una planta usada tradicionalmente para proteger los bancos de río. Las experiencias han demostrado que usar sólo bambú tiene muchos inconvenientes que se pueden superar al añadir el Vetiver. Como se dijo anteriormente, cuando el bambú es arrastrado puede crear serios problemas en los ríos con puentes con un nivel bajo (Bracken & Truong, 2000).

El Sistema Vetiver también puede ser aplicado en combinación con productos los cuales sirven para el control de la erosión en taludes, entre los cuales están los siguientes:

- a. Geomanta.** Se le llama geomantas a los materiales geosintéticos, los cuales tiene como función servir como un sistema de control de erosión en taludes en los cuales la vegetación es escasa (Lopez Jimeno, Gómez Prieto, García Bermúdez, & Llopis Trillo, 2002).

Las geomantas normalmente están hechas de polipropileno y poseen una estructura tridimensional, la cual es generada por capas de mallas superpuestas y

corrugadas. Por las características y forma, la geomanta permite el alojamiento de tierra vegetal con alguna mezcla de semillas de pastos, quedando atrapadas entre dichas capas. Una vez que se gesta la vegetación las raíces de pasto quedan atoradas entre las capas de la geomanta, de esta forma la vegetación es que logra realizar el trabajo de control de erosión en el talud (Lopez Jimeno, Gómez Prieto, García Bermúdez, & Llopis Trillo, 2002).

Estas también se utilizan para proporcionar un acabado vegetativo en taludes que han sido reforzados con geomalla, lo cual brinda un acabado ecológico y estético. También se utilizan en los taludes de canales naturales para evitar la erosión provocada por el paso del agua (Lopez Jimeno, Gómez Prieto, García Bermúdez, & Llopis Trillo, 2002).

1) *Ventajas del uso de Geomantas:*

- Estabilidad superficial mediante un sistema natural con vegetación.
- Taludes vegetados con pendientes pronunciadas.
- Taludes producto de corte.
- Fachadas ecológicas en taludes naturales o artificiales.
- No requiere mano de obra especializada.
- Tiempo corto de instalación.
- Minimiza el costo de la obra.
- Taludes de suelo reforzado.
- Proporciona rapidez en el proceso de revegetación.
- Impide la erosión eólica.
- Favorece la infiltración del agua en el suelo.
- Reduce el acarreo de sedimentos para los cursos de agua. (Lopez Jimeno, Gómez Prieto, García Bermúdez, & Llopis Trillo, 2002).

Imagen 8 Utilización de Geomanta en Taludes



(MACAFERRI, 2002)

b. Biomanta. Las biomantas de fibras naturales protegen la superficie del talud al mismo tiempo que proporcionan las condiciones necesarias de temperatura y humedad mientras se logra dar la vegetación. Son colchones hechos de fibra de coco y elementos orgánicos capaces de formar una excelente protección antierosión en taludes suaves y base vegetal existente. Ya que la biomanta se descompone naturalmente durante el ciclo biológico, la descomposición de fibras, esencialmente hechas de celulosa y otros elementos orgánicos, actúa como fertilizante (Lopez Jimeno, Gómez Prieto, García Bermúdez, & Llopis Trillo, 2002).

Las fibras de coco permiten la retención de humedad, aumentan la permeabilidad del suelo y mejoran la rugosidad de la superficie reduciendo la velocidad de escurrimiento del agua y por tanto la erosión (Lopez Jimeno, Gómez Prieto, García Bermúdez, & Llopis Trillo, 2002).

1) *Ventajas del uso de Biomantas:*

- Protege inmediatamente el suelo contra erosión superficial
- Sirve como mulch para la germinación de semillas
- Aumenta la capacidad de intercambio catiónico del suelo
- Reduce la erodabilidad e incorpora materia orgánica en el suelo
- Posee degradación programable
- Reduce la evaporación del agua del suelo

- Reduce la insolación directa sobre el suelo
- Ancla semillas, fertilizantes, mulch y top-soil
- Reduce desagüe superficial del agua
- Favorece la infiltración del agua en el suelo
- Reduce el acarreo de sedimentos para los cursos de agua
- Permite la plantación en épocas de estiaje o sequía
- Incorpora y mantiene los nutrientes en el suelo
- Mejora inmediatamente el aspecto visual de las áreas degradadas
- Proporciona rapidez en el proceso de revegetación
- Impide la erosión eólica. (Lopez Jimeno, Gómez Prieto, García Bermúdez, & Llopis Trillo, 2002)

Imagen 9 Utilización de Biomanta en Taludes



(MACAFERRI, 2002)

c. Geotextil. El Geotextil es un material textil permeable, el cual tiene una estructura plana, y es usado como herramienta para el control de erosión de suelo, uso en laderas, división de caminos, etc. (Lopez Jimeno, Gómez Prieto, García Bermúdez, & Llopis Trillo, 2002)

Los geotextiles son capas filtrantes en los cuales se encuentran superadas las desventajas de los filtros de arena y los de agregados pétreos, ya que estos son fabricados con ciertas propiedades hidráulicas específicas y de retención de tierra, esto depende del tipo de suelo que se quiera proteger. Además, puede ser instalado

con facilidad sobre taludes bajo el agua (Lopez Jimeno, Gómez Prieto, García Bermúdez, & Llopis Trillo, 2002).

La mayoría de los geotextiles disponibles y más comunes en el mercado se fabrican ya sea con poliéster o con polipropileno. El polipropileno es más ligero que el agua (gravedad específica de 0.9), resistente y muy durable. Los filamentos de polipropileno y las fibras del mismo material se usan en la manufactura de fibras geotextiles tejidas y no tejidas (Lopez Jimeno, Gómez Prieto, García Bermúdez, & Llopis Trillo, 2002).

Las fibras y tejidos de poliéster de alta resistencia también se usan en la manufactura de geotextiles. El poliéster es más pesado que el agua, tiene excelente resistencia y propiedades de deslizamiento, además es compatible con los materiales naturales más comunes (Lopez Jimeno, Gómez Prieto, García Bermúdez, & Llopis Trillo, 2002)

Hay dos tipos o estructuras principales de geotextiles: tejidos y no tejidos. Otras técnicas de manufactura, por ejemplo la unión por medio de costuras, ocasionalmente se emplean en la fabricación de productos especiales.

- **No tejidos:** Los geotextiles no tejidos se fabrican ya sea con fibras cortas (generalmente de 1 a 4 pulgadas de longitud) o con filamentos continuos distribuidos al azar en capas sobre una banda en movimiento para formar una especie de “panal”, el cual se pasa a través de un “telar” de agujas y/o por otro tipo de máquina para entrelazar o unir las fibras/filamentos. Los geotextiles no tejidos son altamente recomendables para el drenaje de subsuelo y para el control de la erosión, así como para la estabilización de caminos sobre suelos húmedos o saturados.

- **Tejidos:** El tejido es un proceso de entrelazados de hilos para fabricar una tela. Los geotextiles tejidos se hacen tejiendo monofilamentos, multifilamentos o fibras de películas cortas. Las fibras de películas cortas posteriormente pueden subdividirse en cintas planas y tejidos fibrilados (o tejidos como tela de araña). Hay dos pasos en este proceso de fabricación de un geotextil tejido: primero, la manufactura de los filamentos o el corte de la película para

obtener tejidos; y segundo tejer los hilos para obtener el geotextil. (Lopez Jimeno, Gómez Prieto, García Bermúdez, & Llopis Trillo, 2002)

1) *Ventajas en el uso de los geotextiles*

- Presentan una alternativa más económica comparada con métodos constructivos tradicionales.
- Son versátiles, flexibles, resistentes y se adaptan a las irregularidades de las superficies y condiciones donde se colocan.
- Son de fácil y rápido manejo y aplicación, y no requieren equipo especializado.
- Tienen una amplia variedad de aplicaciones en la construcción y aumenta la vida útil de las instalaciones. (Lopez Jimeno, Gómez Prieto, García Bermúdez, & Llopis Trillo, 2002)

Imagen 10 Utilización de geotextil para el control de erosión



(Geomatrix, 2011)

15. MODELAJE COMPUTARIZADO. Los programas (software) desarrollados por Prati Armati, Srl (2006) en colaboración con la Universidad de Milán determinan el porcentaje o cantidad de las fuerzas de resistencia al corte que las raíces del Vetiver añaden a varios suelos con barreras de Vetiver. El programa ayuda a evaluar la

contribución para estabilizar taludes inclinados, particularmente diques de tierra. En condiciones promedio de pendiente y suelo, la instalación de las barreras de Vetiver incrementa la estabilidad de la pendiente en un 40% (Prati Armati, Srl, 2006).

La utilización del programa requiere que el operador introduzca los siguientes parámetros geotécnicos relacionados con un sitio particular:

- Tipo de suelo
- Grado de la pendiente
- Máximo contenido de humedad
- Cohesión del suelo en su valor mínimo.

El programa indica el número de plantas por metro cuadrado requeridas así como el distanciamiento entre hileras, considerando el grado de la pendiente.

Por ejemplo:

- Una pendiente de 30° requiere seis plantas por metro cuadrado (p.ej. 7-10 plantas por metro lineal) y una distancia entre hileras alrededor de 1.7 m (5,7 pies).
- Una pendiente de 45° requiere 10 plantas por metro cuadrado (p.ej. 7-10 plantas por metro lineal) y una distancia entre hileras cercana a 1 m (3 pies) (Prati Armati, Srl, 2006).

D. DISEÑO Y TÉCNICAS APROPIADAS

1. PRECAUCIONES. EL SV es una tecnología nueva, y como tal, sus principios deben ser estudiados y aplicados apropiadamente para obtener los mejores resultados. No seguir los fundamentos básicos puede acarrear frustraciones, y peor aún, resultados adversos. Como una técnica de conservación de suelos, y más recientemente, como una herramienta en bioingeniería, la aplicación efectiva del SV requiere un conocimiento de la Biología, Ciencias del Suelo, Hidráulica, Hidrología, y principios Geotécnicos. Por lo tanto, para proyectos de mediana a gran escala, que involucran diseños y construcciones de ingeniería significativos, es mejor que el SV sea aplicado por especialistas con experiencia más que por los lugareños. Sin embargo, el conocimiento de enfoques

participativos y de manejo apoyado en las comunidades locales es también muy importante. Por ello, la tecnología debe ser diseñada e implementada por expertos en el uso del Vetiver, en asociación con un Agrónomo y un Ingeniero Geotécnico, y con la asistencia de los campesinos y agricultores locales (Truong , Gordon, & Baker, 1996).

Además, aunque es un pasto, el Vetiver se comporta más como un árbol, debido a su extenso y profundo sistema de raíces. Para añadir más a la confusión, el SV puede explotar y aprovechar diferentes características del Vetiver para diferentes aplicaciones. Por ejemplo, sus raíces profundas estabilizan el terreno, su denso follaje atrapa sedimentos y dispersa el agua, y su extraordinaria tolerancia a condiciones hostiles le permite rehabilitar suelos y agua contaminados (Truong , Gordon, & Baker, 1996).

Las fallas del SV pueden, en la mayoría de los casos, ser atribuidas a malas aplicaciones más que a la planta en sí misma o a la tecnología recomendada. Por ejemplo, en un caso, el Vetiver fue utilizado en Filipinas para estabilizar taludes en una autopista nueva. Los resultados fueron muy decepcionantes y ocurrieron fallas. Luego se supo que los ingenieros que especificaron el SV, el vivero que suministró las plantas, y los supervisores de campo y obreros que ejecutaron la siembra, carecían de experiencia o entrenamiento previo en el uso del SV para la estabilización de pendientes inclinadas (Truong , Gordon, & Baker, 1996).

La experiencia en Vietnam demuestra que el Vetiver ha sido empleado muy exitosamente cuando éste es aplicado correctamente. No es de sorprenderse, que aplicaciones incorrectas puedan fallar. Trabajos en las Tierras Altas Centrales de Vietnam demuestran que el Vetiver ha protegido efectivamente taludes de carreteras. Sin embargo, entre las masivas aplicaciones en pendientes muy altas e inclinadas sin terraceamiento, a lo largo de la autopista Ho Chi Minh, se han producido algunas fallas. En resumen, para asegurar el éxito, los políticos, diseñadores e ingenieros que planean el uso del Sistema Vetiver para la protección de infraestructura deben considerar las siguientes precauciones:

a. Precauciones técnicas

- Para asegurar el éxito, el diseño debe ser realizado o supervisado por personas entrenadas.

- Al menos por los primeros meses, mientras las plantas se establecen, el sitio debe ser estable internamente en contraposición a la ocurrencia de fallas. El Vetiver manifiesta sus plenas capacidades cuando madura, y las pendientes pueden fallar durante el período de establecimiento.
- El SV es aplicable sólo a pendientes de tierra con inclinaciones que no deben nunca exceder 45°- 50°
- El Vetiver crece muy pobremente en la sombra, por lo que plantarlo directamente debajo de un puente u otro tipo de estructura que cause sombra debe evitarse. (Banco Mundial , 1990)

b. Precauciones para los políticos, planificadores y organizaciones

- Tiempo: la planificación debe considerar las estaciones o temporadas y el tiempo que le toma crecer a los materiales plantados.
- Mantenimiento y reparación: en etapas tempranas, hay un período durante el cual todavía el Vetiver no es efectivo. La planificación y el presupuesto deben anticipar el remplazo de algunas plantas.
- Suministros: Todos los insumos pueden y deben ser suministrados localmente (mano de obra, estiércol, material de plantación, contratos de mantenimiento). Las oportunidades de empleo dan un incentivo a las comunidades locales para proteger las plantas durante su infancia y adolescencia, y para mantener la calidad y sustentabilidad de los trabajos.
- Participación de la comunidad: tanto como sea posible, las comunidades locales deben ser incluidas en el diseño, mantenimiento, suministro de materiales, y etapas de mantenimiento. Los contratos con personas de la localidad deben ser definidos, señalando viveros, especificaciones de calidad/cantidad, y mantenimiento/protección.
- Oportunidad: Los que toman las decisiones deben estar listos para innovar y considerar el SV en la planificación y el presupuesto. Para ello, se necesitan incentivos para incluir esos métodos eficientes en los costos de sus planes, tal como se tienen incentivos, justificables o no, para adoptar métodos convencionales más costosos.

- Integración: Los políticos deben recomendar el Sistema Vetiver como parte de un enfoque integral de la protección de infraestructuras, aplicado a una escala de suficiente tamaño que asegure un incremento tangible en experticia y un efecto gradual de diseminación. El Vetiver no debe ser considerado meramente como un estabilizador para sitios localmente comprometidos, a pesar de su habilidad de generar un efecto conciso e inmediato. (Banco Mundial , 1990)

2. MOMENTO DE REALIZAR LA PLANTACIÓN. La instalación de las plantas de Vetiver es crítica para el éxito y el costo del proyecto. Plantar en la época seca requiere de riego abundante y costoso. La experiencia en Vietnam Central demuestra que se requiere un riego diario o dos veces al día para establecer Vetiver en las condiciones extremadamente difíciles de las dunas de arena. El crecimiento se retrasa en la ausencia de agua. Debido a que es difícil seleccionar el mejor momento para plantar grandes cantidades de plantas en taludes de corte, el riego mecánico es necesario diariamente durante los primeros meses. (Banco Mundial , 1990)

El Vetiver generalmente necesita de 3-4 meses para llegar a establecerse, algunas veces hasta 5-6 meses en condiciones adversas. Debido a que el Vetiver es efectivo plenamente a la edad de 9-10 meses, las plantaciones masivas deben ocurrir al principio de la estación lluviosa por tanto el desarrollo y producción de plantas en el vivero debe planificarse para satisfacer el cronograma de plantación masivo. (Banco Mundial , 1990)

En el Norte de Vietnam en particular, es posible plantar durante el período de invierno-primavera. Cuando las temperaturas descienden por debajo de 10°C (50°F) en el Norte de Vietnam, el pasto no crece. Sin embargo, en este período, las plantas pueden sobrevivir al clima frío y reactivar el crecimiento inmediatamente cuando las lluvias de invierno comienzan y el clima se calienta (Board on Science and Technology for International Development, 1993).

En Vietnam Central, donde la temperatura del aire normalmente está sobre los 15°C (59°F), la plantación masiva de Vetiver se efectúa al principio de la primavera. Los viveros requieren más cuidado para asegurar un buen crecimiento y multiplicación

de los esquejes o hijos (Board on Science and Technology for International Development, 1993).

3. VIVERO. El éxito de cualquier proyecto depende de la buena calidad y suficiente número de hijos de Vetiver. Por lo general, no se requieren grandes viveros para suministrar suficiente material para la siembra. En su lugar, los agricultores individuales pueden instalar y supervisar pequeños viveros (unos pocos cientos de metros cuadrados cada uno). Los mismos serán contratados y pagados por el proyecto de acuerdo al número de hijos que puedan proveer de acuerdo a los pedidos. (Jaspers-Focks & Algera, 2006)

4. PREPARACIÓN PARA LA SIEMBRA DE VETIVER. En aquellos casos en que las siembras masivas de Vetiver involucren la participación de los lugareños, una campaña de siembra efectiva debe incluir las siguientes etapas:

- Etapas 1: Los expertos visitan los sitios, y llevan a cabo un inventario para identificar los problemas y diseñar las aplicaciones de la tecnología;
- Etapas 2: Discutir los problemas y las soluciones alternativas con la comunidad local;
- Etapas 3: Utilizar talleres y cursos de entrenamiento para introducir la nueva tecnología;
- Etapas 4: Organizar ensayos demostrativos, mediante el establecimiento de viveros, realizar los contratos de compra de plantas, mantenimientos, etc.;
- Etapas 5: Hacer seguimiento a la ejecución;
- Etapas 6: Discutir los resultados de las pruebas, talleres de seguimiento, visitas de intercambio en campo, etc.;
- Etapas 7: Organizar la siembra en masa (Jaspers-Focks & Algera, 2006).

En aquellos casos en que las siembras en masa son realizadas por compañías especializadas, se recomiendan las etapas 1, 4, 5. Sin embargo, la participación local es todavía recomendable para aumentar la conciencia, evitar el vandalismo y asegurar que los hijos o “esquejes” de Vetiver sean protegidos de los animales (Jaspers-Focks & Algera, 2006).

Utilizar talleres y cursos de entrenamiento para introducir la nueva tecnología;

Organizar ensayos demostrativos, mediante el establecimiento de viveros, realizar los contratos de compra de plantas, mantenimientos, etc.; Hacer seguimiento a la ejecución; Discutir los resultados de las pruebas, talleres de seguimiento, visitas de intercambio en campo, etc.; Organizar la siembra en masa (Jaspers-Focks & Algera, 2006).

5. ESPECIFICACIONES DEL TRAZADO

a. Pendientes naturales, pendientes de corte, taludes de carreteras, etc.

Para estabilizar pendientes naturales, pendientes de corte y taludes de carretera, aplican las siguientes especificaciones:

- Los taludes de la pendiente no deben exceder 1(H) [horizontal]:1(V) [vertical] o 45°, se recomienda un gradiente de 1.5:1. Gradientes menores son deseables siempre que sean posibles, especialmente en suelos erosionables y/o en zonas de alta precipitación.
- El Vetiver debe ser plantado en sentido contrario a la pendiente en líneas de contorno aproximadas con un intervalo vertical (IV) entre 1.0-2.0m (3-6 pies), medido pendiente abajo. El espaciamiento de 1.0m (3') debe ser utilizado en suelos muy erosionables, que puede incrementarse hasta 1.5-2.0m (4.5-6 pies) en suelos más estables.
- La primera hilera debe sembrarse en el borde superior del talud. Esta barrera debe colocarse en todos los taludes con alturas mayores a 1.5m (4.5 pies).
- La hilera de abajo debe sembrarse en el fondo, al pie del talud. En taludes de corte a lo largo de la cuneta de drenaje.
- Entre estas hileras, el Vetiver debe sembrarse como se especificó arriba.
- Se recomienda el banqueo o terraceo de 1-3 m (3-9 pies) de ancho por cada 5-8 m (15-24 pies) IV para pendientes mayores de los 10 m (30 pies). (Banco Mundial , 1990)

b. Bancos de Ríos, erosión costera, y estructuras de retención de agua inestables. Para la mitigación de desastres y la protección de las costas, bancos de río y diques/terraplenes, se recomiendan las siguientes especificaciones de trazado:

- La máxima pendiente del banco no debe exceder 1.5(H):1(V). La pendiente recomendada para el banco es de 2.5:1. Por ejemplo: los sistemas de diques marinos en Hai Hau (Nam Dinh) están contruidos con una pendiente del banco de 3:1 a 4:1. El Vetiver debe plantarse en dos direcciones:
 - Para la estabilización de bancos, el Vetiver debe sembrarse en hileras paralelas a la dirección del flujo (horizontal), en líneas de contorno aproximadas 0.8-1.0 m (2.5-3 pies) de separación (medido en dirección de la pendiente) (Jaspers-Focks & Algera, 2006).
 - Para reducir la velocidad del flujo, el Vetiver debe sembrarse en hileras normales (ángulo recto) al flujo y espaciadas 2.0 m (6 pies) en suelos erosionables y 4.0 m (12 pies) en suelos estables (Jaspers-Focks & Algera, 2006).
- La primera línea horizontal debe sembrarse en la cresta del banco y la última hilera debe plantarse en la línea más baja del nivel del agua del banco. Ya que el nivel del agua en algunas localidades cambia por temporadas, el Vetiver puede sembrarse más abajo en el banco, cuando el momento sea propicio (Jaspers-Focks & Algera, 2006).
- El Vetiver debe plantarse en contorno a lo largo de la longitud del banco entre las hileras superior e inferior a la distancia especificada arriba (Jaspers-Focks & Algera, 2006).
- Debido a los altos niveles del agua, las hileras de abajo pueden establecerse más lentamente que las de arriba. En esos casos, las hileras inferiores deben sembrarse cuando el suelo está más seco. En algunas aplicaciones del SV, se protegen diques anti salinidad. En estos casos, el agua puede encontrarse más salada en ciertas épocas del año, lo que puede afectar el crecimiento del Vetiver (Jaspers-Focks & Algera, 2006).
- Para todas las aplicaciones, el SV puede ser usado en combinación con

otras medidas estructurales tradicionales tales como recubrimientos con roca o concreto, y muros de retención. Por ejemplo, la parte inferior del dique o terraplén puede ser cubierta por una combinación de roca y concreto y geotextiles mientras la mitad superior es protegida con barreras de Vetiver (Jaspers-Focks & Algera, 2006).

6. ESPECIFICACIONES DE SIEMBRA. La siembra de pasto Vetiver es un trabajo delicado y requiere cuidado y atención a los detalles a fin de maximizar la tasa de supervivencia de las plantas.

Existen ciertos lineamientos o especificaciones que se deben cumplir al momento de utilizar el Sistema Vetiver, por lo cual, para que se tenga éxito en la utilización de este sistema, los requisitos son los siguientes:

- La persona encargada del proyecto deber asegurarse de que los retoños preparados se mantienen frescos y húmedos mientras estén en el sitio. Es importante no dejar los retoños expuestos a la luz del sol pues pueden secarse.
- Siembre la ladera comenzando en la cima y siguiendo hacia abajo. Evite caminar sobre las plantas recién establecidas.
- Usando un machete o una barra de metal, prepare un agujero de siembra de aproximadamente 70-100 mm. de profundidad y 50 mm de ancho. Coloque el retoño de pasto Vetiver en el agujero preparado sin doblar las raíces.
- Localizar plantas bien enraizadas (con 2-3 brotes) en el centro de cada hilera a intervalos de 100-120mm (4-5 pulgadas) en suelos erosionables, y a 150mm (6 pulgadas) para suelos normales.
- Debido a que los suelos en las pendientes, taludes de carreteras y rellenos en diques/terraplenes no son fértiles, se recomienda el uso de plantas producidas en contenedores (bolsas, tubetes) para siembras de gran escala y lograr un establecimiento rápido. La adición de un poco de buena mezcla de suelo-estiércol es recomendable. Para proteger los bancos de río donde el suelo es usualmente fértil y donde el agua de riego es de fácil acceso, las plantas a raíz desnuda son apropiadas.
- Cubra las raíces con 20-40mm (1-2 pulgadas) de suelo y compáctelo firmemente.

- Fertilice con Nitrógeno y fósforo como el FDA (Fosfato De Amónico) o NPK (nótese que por experiencia el Vetiver no responde significativamente a las aplicaciones de potasio) a 100g (3.5oz) por metro de hilera. La misma cantidad de cal puede ser necesaria cuando se planta en suelos sulfato ácido.
- Riegue el mismo día de la siembra.
- Para reducir el control de malezas durante la etapa de establecimiento, puede utilizarse un herbicida pre-emergente como la Atrazina (Truong , Gordon, & Baker, 1996).

7.PATRONES DE SIEMBRA. Los espaciamientos de siembra de las plantas se especificarán acorde con la gravedad y tipo de la erosión. El espaciamiento correcto del pasto Vetiver requiere encontrar un equilibrio entre el costo de la siembra y la efectividad de la siembra que se necesita (Board on Science and Technology for International Development, 1993).

El pasto Vetiver sembrado en un espaciamiento cercano de 150 mm será más efectivo como barrera a la escorrentía superficial más pronto que las plantas sembradas con espaciamiento amplio (Board on Science and Technology for International Development, 1993).

La selección de un espaciamiento apropiado será asunto de experiencia de campo para una situación en particular y tendrá que corresponder con el presupuesto disponible y el objetivo que se tenga para el trabajo a realizar (Board on Science and Technology for International Development, 1993).

Existen algunas recomendaciones sobre los espaciamientos de las plantas de Vetiver. Estas están basadas en la gravedad del problema de erosión y el tipo de cobertura requerida. Las laderas son raramente uniformes ya sea en el ángulo de la pendiente o el tipo de suelo y por tanto el espaciamiento ideal podría variar. El espaciamiento también podría ser afectado por la presencia de piedras, rocas, y cambios en gradiente (Board on Science and Technology for International Development, 1993).

Tabla 6 Espaciamientos del Vetiver para el control efectivo de la erosión

<i>Espaciamiento sugerido de Vetiver para el control efectivo de la erosión</i>			
Uso	Material altamente erosionable no cohesivo en laderas escarpadas (<45°)	Erosión de riesgo mediano en laderas de 30° a 45°.	Erosión de bajo riesgo, material altamente cohesionado en laderas <30°.
Curva a nivel	150 mm entre plantas en surcos dobles desalineados. 0.5m entre surcos.	150 a 200 mm entre plantas en surcos dobles desalineados. 1.0 m entre surcos	200 mm entre plantas en surcos dobles desalineados. 1.0 a 1.5 m entre surcos.
Cobertura total	150 mm entre plantas en surcos desalineados. 150 mm entre surcos que son continuos a través de toda la ladera.	150 mm entre plantas en surcos desalineados. 200 mm entre surcos que son continuos a través de toda la ladera.	200 mm entre plantas en surcos desalineados. 200 mm entre surcos que son continuos a través de toda la ladera.
Protección de hombros de camino	150 mm entre plantas en surcos desalineados. 150 mm entre surcos que son continuos a través de todo el hombro.	150 mm entre plantas en surcos desalineados. 200 mm entre surcos que son continuos a través de todo el hombro.	200 mm entre plantas en surcos desalineados. 200 mm entre surcos que son continuos a través de todo el hombro.
Protección del suelo/interfaz de ingeniería rígida	Surcos dobles desalineados siguen la interfaz entre la estructura y el suelo. Espaciamiento de 150 mm entre las plantas y 100 entre surcos. Considerar usar más surcos desalineados.	Surcos dobles desalineados que siguen la interfaz entre la estructura y el suelo. Espaciamiento de 150 mm entre las plantas y 150 mm entre surcos.	Surcos dobles desalineados que siguen la interfaz entre la estructura y el suelo. Espaciamiento de 200 mm entre plantas y 100 mm entre los surcos.

(Board on Science and Technology for International Development, 1993)

8. RIEGO A LA SIEMBRA. En clima seco, riegue diariamente durante las dos primeras semanas después de la siembra y luego un día de por medio (Greenway, 1987).

9. RESIEMBRA

- Riegue dos veces por semana hasta que las plantas se establezcan completamente.
- Las plantas adultas no requieren más riego.
- Durante el primer mes después de la siembra, reponga todas las plantas que

fallen en su establecimiento o hayan sido arrastradas.

- Continúe las inspecciones hasta que las plantas se hayan establecido apropiadamente (Banco Mundial , 1990).

10. CONTROL DE MALEZA

- Controlar las malezas, especialmente las trepadoras, durante el primer año.
- No usar el herbicida Round Up (glifosato). El Vetiver es muy sensible al glifosato, por lo que este no debe ser usado para controlar las malezas entre las hileras (Banco Mundial , 1990).

11. FERTILIZACIÓN. En suelos infértiles, FDA o fertilizante NPK debe aplicarse al principio de la segunda temporada de lluvias (Banco Mundial , 1990).

12. PODA. Después de cinco meses, las podas regulares son muy importantes. Las barreras deben ser cortadas a unos 15-20 cm (6-8”) sobre el nivel del terreno. Esta técnica simple promueve el desarrollo de nuevos brotes desde la base y reduce el volumen de hojas secas que de otra manera pueden sombrear los brotes jóvenes. La poda es también importante para mejorar la apariencia de las barreras secas y para disminuir el riesgo de incendios (Jaspers-Focks & Algera, 2006).

Las hojas frescas cortadas pueden ser usadas como forraje para el ganado, para artesanías, e incluso para hacer techos. Por favor, note que el Vetiver empleado para reducir desastres naturales no debe ser sobre utilizado para otros fines secundarios. Se pueden realizar podas sucesivas dos a tres veces al año. Se debe tener cuidado de que la planta tenga largas hojas durante la temporada de tifones¹. El Vetiver puede ser podado inmediatamente después que termine la temporada de tifones. Otra época apropiada para la poda podría ser unos tres meses antes del inicio de la temporada de tifones (Grimshaw & Helfer, 1995)

13. CERCADO Y CUIDADOS. Durante los meses del período de establecimiento, puede ser necesario cercar y cuidar el Vetiver para protegerlo del vandalismo y del ganado. Los viejos tallos del Vetiver maduro son suficientemente duros para desalentar al ganado. Cuando sea necesario, se recomienda cercar el área para proteger el Vetiver durante los meses iniciales después de la siembra (Grimshaw & Helfer, 1995).

E. ESFUERZOS PRESENTES EN EL SUELO

El suelo consiste en un ensamble de partículas con agua y aire llenando los espacios entre ellas. Las partículas pueden ser fragmentos de roca (del tamaño de las gravas o mayores) o minerales de formación rocosa (del tamaño de las arenas o menores). (Anderson & Richards, 1987)

1. ÁNGULO DE FRICCIÓN. El ángulo de fricción es la representación matemática del coeficiente de rozamiento, el cual es un concepto básico de la física:

$$\text{Coeficiente de rozamiento} = \text{Tan } \phi$$

El ángulo de fricción depende de varios factores entre ellos:

- Tamaño de los granos
- Forma de los granos
- Distribución de los tamaños de granos
- Densidad (Suárez Díaz, 1998)

2. COHESIÓN. Medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo. Es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación. En suelos eminentemente granulares en los cuales no existe ningún tipo de cementante o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a 0 y a estos suelos se les denomina Suelos no Cohesivos (Suárez Díaz, 1998).

a. Cohesión aparente. En los suelos no saturados el agua en los poros produce un fenómeno de adherencia por presión negativa o fuerzas capilares. Esta cohesión aparente desaparece con la saturación (Suárez Díaz, 1998).

3. INFLUENCIA DEL HISTORIAL DE ESFUERZOS

a. Consolidación normal. Si el suelo no ha sido sometido en el pasado a cargas verticales efectivas mayores a las que soporta en el presente, se dice que el suelo está normalmente consolidado (Anderson & Richards, 1987).

b. Sobre consolidación. Si en el pasado el suelo no ha soportado esfuerzos verticales efectivos mayores a los actuales, se dice que está sobre consolidado (Anderson & Richards, 1987).

4. PRINCIPIOS DEL ESFUERZO EFECTIVO. La armazón de suelo puede transmitir esfuerzos normales y cortantes a través del contacto entre partículas, pero los fluidos solamente pueden generar presión a todo alrededor. Los primeros dos esfuerzos son los que controlan el esfuerzo y la deformación del suelo. Cuando los esfuerzos aplicados al suelo son completamente soportados por la presión de poro, no tienen efecto sobre el contacto entre partículas y, por lo tanto, el comportamiento del suelo no se ve afectado. Este es el principio básico del Esfuerzo Efectivo (Anderson & Richards, 1987).

El esfuerzo efectivo (σ') está definido por la siguiente ecuación:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2)$$

Donde σ es el esfuerzo total que actúa sobre el plano y u es la presión de poro. El esfuerzo efectivo es aproximadamente equivalente a la fuerza inter granular promedio por unidad de área y no puede medirse directamente (Anderson & Richards, 1987).

5. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN LOS SUELOS. El contacto entre partículas es principalmente friccionante, por lo que el esfuerzo cortante está directamente gobernado por los esfuerzos efectivos. El esfuerzo efectivo del suelo es completamente movilizado cuando un elemento de suelo solo puede soportar los esfuerzos impuestos sobre él y ocurren grandes deformaciones plásticas (Anderson & Richards, 1987).

En una masa de suelo, la resistencia a corte es la capacidad, por unidad de ancho, de resistir la falla y deslizamiento en cualquier plano dentro del suelo. Este dato es muy útil en el diseño de estructuras que tienen que ver con la capacidad de carga del suelo, estabilidad de taludes y presión lateral sobre estructuras que retienen masas de suelo (Das, 2001).

- a. Esfuerzo cortante en suelos sin cohesividad.** Las gravas y arenas son conocidas como suelos sin cohesividad, ya que no presentan esfuerzos cortantes cuando no están confinados. El esfuerzo confinado deriva de la fricción y el enclavamiento entre las partículas (Anderson & Richards, 1987).

Cuando las arenas densas son sometidas a cortante, estas inicialmente se dilatan (aumentan su volumen), y eso resulta en alta fuerza. Si se continúa aplicando el cortante, la fuerza cae y eventualmente la arena se cortará a un volumen constante. En contraste, la arena suelta se contrae durante el corte y la fuerza gradualmente se incrementa con progresivas deformaciones hasta que se corta a volumen constante (Anderson & Richards, 1987).

b. Esfuerzo cortante de suelos cohesivos. Las arcillas son conocidas como suelos cohesivos, ya que generalmente tienen un esfuerzo cortante significativo cuando no están confinadas. Este esfuerzo se debe a la succión (presión de poro menor a la presión atmosférica), lo cual produce esfuerzos efectivos positivos y, por lo tanto, esfuerzos cortantes (Anderson & Richards, 1987).

Hay dos diferencias principales entre las arenas y las arcillas, las cuales distinguen su comportamiento ante el corte:

- La permeabilidad de las arcillas es mucho menor que la de las arenas, y esto inhibe el movimiento del agua si hay alguna tendencia a cambiar de volumen.
- Las partículas de arcilla son como platos (Anderson & Richards, 1987).

El comportamiento de las arcillas en cortante cuando están completamente drenadas es similar al de las arenas. Las arenas sobre consolidadas tienden a dilatarse a cortante y este esfuerzo alcanza un valor pico a bajos esfuerzos. Si el cortante se continúa, el contenido de humedad aumenta hasta que el corte tiene lugar a un volumen constante. Las arcillas normalmente consolidadas se comportan como las arenas sueltas, tendiendo a contraerse con el corte (Anderson & Richards, 1987).

c. Esfuerzo drenado y no drenado. Cuando se restringe el movimiento del agua en el suelo, la presión de poro aumenta si este trata de contraerse y disminuye si trata de dilatarse. El cambio en la presión de poro afecta directamente el esfuerzo efectivo y, por lo tanto, el esfuerzo cortante (Anderson & Richards, 1987).

Se ha determinado empíricamente que el esfuerzo de un suelo saturado es constante si su volumen se mantiene inalterado. Si a varios especímenes de arcilla

saturada ensayados en la máquina triaxial no se les permite consolidarse, estos tienen el mismo esfuerzo cortante *no drenado* y pareciera que la arcilla no tiene fricción; la presión de poro desarrollada en cada espécimen es diferente en un valor igual a la diferencia entre presiones de confinamiento y, por lo tanto, el esfuerzo efectivo es el mismo. Si no se restringe el drenaje, los especímenes van a tener diferentes esfuerzos *drenados* (Anderson & Richards, 1987).

Cuando se consideran problemas en campo en los cuales la carga o la descarga ocurre suficientemente rápido para no permitir el drenaje, el esfuerzo cortante no drenado puede ser aplicado en el análisis de estabilidad cuando se usa el análisis de esfuerzo total (Anderson & Richards, 1987).

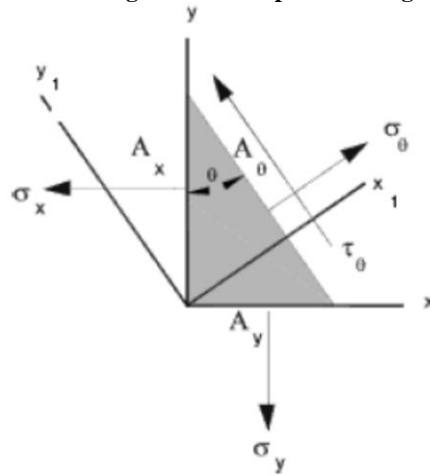
d. Círculo de Mohr. Christian Otto Mohr dedujo una teoría que trata sobre la ruptura de los materiales. Se basa en la suposición de que la combinación de los esfuerzos normales y cortantes dentro de la estructura de un material ocasiona que este falle, no solamente cuando se encuentra aplicado un esfuerzo máximo normal o cortante en un plano de falla. Esta teoría es aplicada en dos o tres dimensiones. Para fines de análisis de taludes se utiliza únicamente el de dos dimensiones, por la forma en que se aplican las fuerzas a estos (Das, 2001).

En otras palabras, en un análisis en dos dimensiones, los esfuerzos en un punto pueden ser representados por un elemento infinitamente pequeño sometido a los esfuerzos σ_x , σ_y , y τ_{xy} . Si estos esfuerzos se dibujan en unas coordenadas $\tau - \sigma$, se puede trazar el círculo de Esfuerzos de Mohr. En este círculo se definen los valores de σ máximo (σ_1) y σ mínimo (σ_3), conocidos como Esfuerzos Principales. Para interpretar correctamente el fenómeno de falla al cortante en un talud debe tenerse en cuenta cuál es la dirección de los esfuerzos principales en cada sitio de la superficie de falla. El esfuerzo σ_1 es vertical en la parte superior de la falla y horizontal en la parte inferior (Suárez Díaz, 1998).

1) Deducción del Círculo de Mohr. Para tener una deducción de la forma en que se grafica el círculo de Mohr, se analiza la Figura 3 En esta figura se considera un cuerpo, en el que se tiene un estado plano de cargas. El plano de

carga es el plano xy , considerando que no existen esfuerzos en el sentido perpendicular a dicho plano, es decir, esfuerzos en z iguales a cero (Das, 2001).

Figura 3 Estado plano de cargas



(Das, 20001)

Para simplificar el análisis, se toma un elemento triangular en el cual los ejes x e y son los principales, por lo que las tensiones de corte son nulas, es decir, se contrarrestan. La tensión cortante o tensión de corte es el esfuerzo que actúa tangente a un plano. Se muestran los ejes x e y los cuales están dibujados perpendiculares entre sí, y se muestra otro par de ejes coordenados rotados un ángulo θ con respecto al eje y , que se encuentra normal al plano. El plano A_θ se encuentra tangente y normal al par de ejes x_1 e y_1 respectivamente (Das, 2001).

Se busca obtener una relación entre el esfuerzo a tensión entre las áreas A_x , A_y y A_θ . Para esto se hace un análisis del equilibrio de fuerzas en dirección del eje x en la siguiente ecuación:

$$-\sigma_x A_x - \tau_\theta A_\theta \text{sen}(\theta) + \sigma_\theta A_\theta \text{cos}(\theta) = 0 \quad (3)$$

También se analiza el equilibrio de fuerzas en la dirección del eje y , mediante la siguiente ecuación:

$$-\sigma_y A_y - \tau_\theta A_\theta \text{cos}(\theta) + \sigma_\theta A_\theta \text{sen}(\theta) = 0 \quad (4)$$

Se considera que $A_x = A_\theta \text{cos}(\theta)$ y $A_y = A_\theta \text{sen}(\theta)$ y se sustituye en las ecuaciones 3 y 4, considerando que $A_\theta \neq 0$ y quedando de la siguiente forma:

$$-\sigma_x \cos(\theta) - \tau_\theta \sin(\theta) + \sigma_\theta \cos(\theta) = 0 \quad (5)$$

$$-\sigma_y \sin(\theta) + \tau_\theta \cos(\theta) + \sigma_\theta \sin(\theta) = 0 \quad (6)$$

Se multiplica la ecuación 5 por $\cos(\theta)$ y la ecuación 6 por $\sin(\theta)$ y luego se suman, quedando la siguiente ecuación:

$$0 = -\sigma_x \cos^2(\theta) - \sigma_y \sin^2(\theta) + \sigma_\theta \quad (7)$$

Para simplificar la ecuación 7 se toman en cuenta estas relaciones trigonométricas:

$$\cos^2(\theta) = \frac{1+\cos(2\theta)}{2}, \sin^2(\theta) = \frac{1-\cos(2\theta)}{2} \text{ y } \sin(\theta)\cos(\theta) = \frac{\sin(2\theta)}{2}$$

Haciendo uso de estas relaciones trigonométricas se llega a la siguiente ecuación:

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos(2\theta) \quad (8)$$

Se analizan las ecuaciones 5 y 6 para determinar el corte en el plano θ . Se multiplica la ecuación 5 por $\sin(\theta)$ y la ecuación 6 por $\cos(\theta)$ llegando a:

$$\tau_\theta = -\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin(2\theta) \quad (9)$$

Las ecuaciones 8 y 9 son las componentes cartesianas de los puntos correspondientes a una circunferencia en el plano $\sigma\tau$. Considerando la ecuación de la circunferencia en función de sus componentes cartesianas se tiene que:

$$\sin^2(\theta) + \cos^2(\theta) = 1 \quad (10)$$

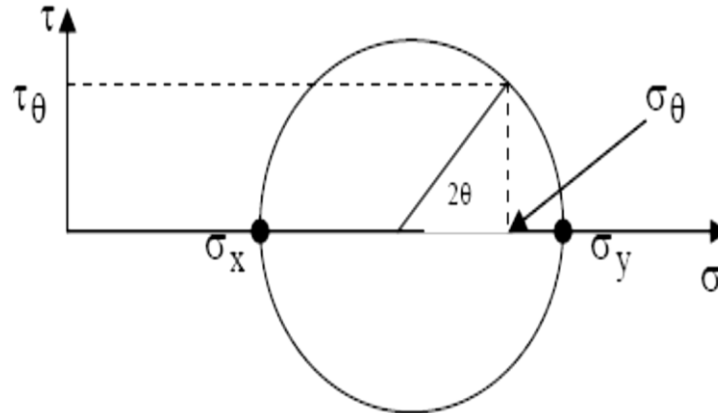
Sustituyendo las ecuaciones 8 y 9 se llega a la siguiente ecuación:

$$\left(\sigma_\theta - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_\theta^2 = \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 \quad (11)$$

La gráfica de esta ecuación es el llamado círculo de Mohr para dos dimensiones. En esta gráfica, la recta con origen en el centro de la circunferencia e intersección con cualquier punto del perímetro de la circunferencia, tiene un valor igual a 2θ . Donde θ es el ángulo de inclinación del

plano con tensiones sobre su superficie iguales a σ_θ y τ_θ . Se debe tomar en cuenta que $\sigma_x < \sigma_y$.

Figura 4 Forma general del Círculo de Mohr



(Das, 2001).

El proceso para calcular el estado tensional en el plano θ , partiendo de tensiones principales se puede invertir. Si se conoce el estado de carga para un sistema cartesiano, este puede ser utilizado para conocer las tensiones principales de un determinado sistema (Das, 2001).

2) **Criterios de Falla Coulomb – Mohr.** Con base en la teoría de Mohr sobre la ruptura de los materiales, Coulomb dedujo una ecuación que da como resultado el valor de la máxima resistencia al corte. Esta ecuación se basa en el argumento que si el empuje de un suelo contra un muro produce un desplazamiento en el muro, en el suelo retenido se forma un plano recto de deslizamiento. Esta relación se representa de la siguiente forma:

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (12)$$

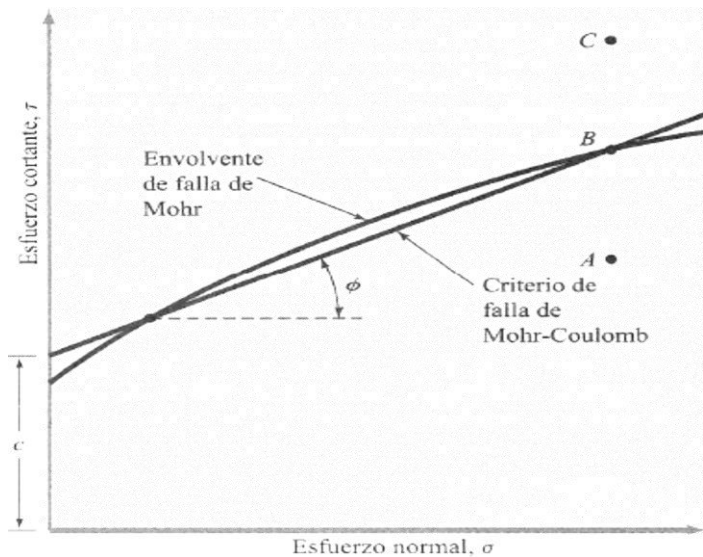
donde:

τ_f = esfuerzo cortante a lo largo del plano de falla

σ = esfuerzo normal sobre el plano de falla

La ecuación 12 representa una envolvente de falla en forma de una línea recta, como la mostrada en la Figura 5 (Das, 2001).

Figura 5 Envolvente de falla de Mohr y criterio de falla de Mohr-Coulomb



(Das, 2001)

En general, para los problemas de mecánica de suelos, es posible aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal. Esta relación se representa en la siguiente ecuación llamada *Criterio de Falla de Mohr-Coulomb*:

$$\tau_f = c + \sigma \tan(\Phi) \quad (13)$$

donde:

σ = Esfuerzo normal total en el plano de falla.

Φ = Ángulo de fricción interna del suelo

c = Cohesión del suelo (Das, 2001)

Esta relación fue determinada empíricamente y se basa en la Ley de Fricción de Amonton, para el deslizamiento entre dos superficies planas, incluyendo la cohesión, para tomar en cuenta el principio de Stiction (Das, 2001).

En los suelos granulares, como las arenas, se tiene que $c = 0$, entonces la ecuación 11 se modifica de la siguiente manera:

$$\tau_f = \sigma \operatorname{tg} \Phi \quad (14)$$

Al contrario, en los suelos cohesivos, como es el caso de las arcillas, se tiene que $\phi = 0$ por lo tanto:

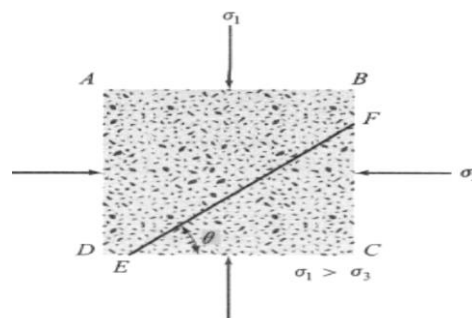
$$\tau_f = c \quad (15)$$

El concepto de envolvente de falla se explica así: si los esfuerzos normal y cortante sobre un plano en una masa de suelo son representados por el punto A de la Figura 5, no habrá una falla cortante a lo largo del plano. Si el esfuerzo normal y cortante sobre un plano se encuentra en el punto B, encontrado en la envolvente de falla, ocurrirá una falla cortante a lo largo del plano. El punto C no puede existir ya que está arriba de la envolvente de falla y la cortante ya habrá fallado el suelo (Das, 2001).

3) Inclinación del plano de falla causado por esfuerzos cortantes. Según el criterio de falla de Mohr-Coulomb, la falla por corte ocurre cuando el esfuerzo cortante en un plano es igual al resultado de la ecuación 12. Esto se explica mejor en la Figura 6 donde σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor respectivamente (Das, 2001)

En la Figura 6 se puede apreciar que el plano de falla **EF** forma un ángulo θ con el plano principal mayor. Para determinar el ángulo θ y la relación entre σ_1 y σ_3 se utiliza la Figura 7, donde se encuentra el Circulo de Mohr para el estado mostrado en la Figura 6. En la Figura 7, la línea que pasa por los puntos f, g y h es la envolvente de falla que es definida por la relación $s = c + \sigma \tan(\Phi)$ (Das, 2001).

Figura 6 Inclinación de un plano de falla en el suelo con respecto al plano principal mayor

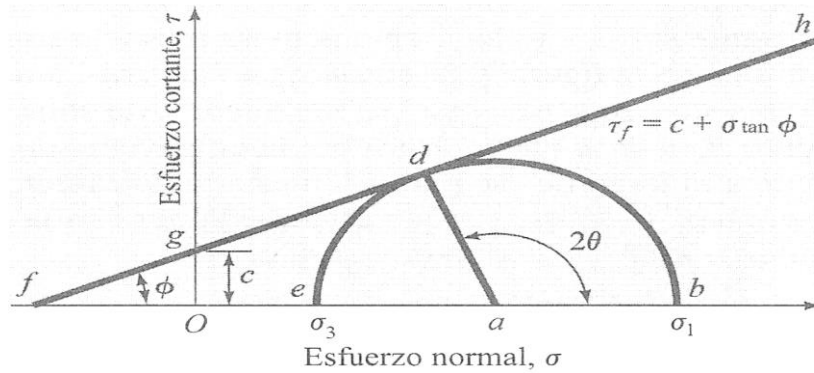


(Das, 2001)

El plano mayor se encuentra en la línea **CD** de la Figura 6 y la línea radial **ab** de la Figura 7. El plano de falla se encuentra en la línea **ad** de la Figura 7 y la línea **EF** de la Figura 6. Se puede observar que el ángulo formado entre los puntos b, a y d es igual a dos veces θ , es decir, $\angle bda = 2\theta = 90 + \Phi$, por lo que se obtiene la siguiente ecuación:

$$\theta = 45 + \frac{\Phi}{2} \quad (16)$$

Figura 7 Círculo de Mohr y envolvente de falla



(Das, 2001)

Analizando la Figura 7, se tiene la relación trigonométrica $\frac{\overline{ad}}{\overline{fa}} = \text{sen}(\Phi)$. Además, se puede observar que $\overline{fa} = fO + Oa = c \cot(\Phi) + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ y $\overline{ad} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$, por lo que al sustituir estas dos últimas ecuaciones en la ecuación 14 se llega a la siguiente relación:

$$\text{sen}(\Phi) = \frac{\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}}{c \cot(\Phi) + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}} \quad (17)$$

Además se puede relacionar σ_1 y σ_3 de la siguiente manera:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \left(\frac{1 + \text{sen}(\Phi)}{1 - \text{sen}(\Phi)} \right) + 2c \left(\frac{\cos(\Phi)}{1 - \text{sen}(\Phi)} \right) \quad (18)$$

Tomando en cuenta estas relaciones trigonométricas $\frac{1 + \text{sen}(\Phi)}{1 - \text{sen}(\Phi)} = \tan^2 \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right)$ y $\frac{\cos(\Phi)}{1 - \text{sen}(\Phi)} = \tan \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right)$ se obtiene la siguiente ecuación:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right) \quad (19)$$

Esta última ecuación, es conocida como el *Criterio de Falla de Mohr – Coulomb*, la cual se encuentra en función de los esfuerzos de falla y del ángulo de fricción interna (Das, 2001).

- e. Ley de falla por cortante en suelo saturado.** El esfuerzo normal total en un punto en un suelo saturado es la suma del esfuerzo efectivo y la presión de poro, relación que se expresan la siguiente ecuación:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (20)$$

El esfuerzo efectivo, σ' , depende únicamente de los sólidos del suelo, por lo que para aplicar la ecuación 11 a un análisis de un suelo saturado se debe modificar de la siguiente manera:

$$\tau_f = c + (\sigma - u) \tan(\Phi) = c + \sigma' \tan(\Phi) \quad (21)$$

Para arena, limo orgánico, arcillas normalmente consolidadas el valor de c es igual a 0. Las arcillas sobre consolidadas tienen valores de c mayores a 0.

El ángulo de fricción, Φ , es llamado frecuentemente *ángulo de fricción drenado* (Das, 2001).

F. DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE LOS SUELOS

1. DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE LA RESISTENCIA CORTANTE DE LOS SUELOS.

Para obtener los parámetros de resistencia al cortante se pueden realizar ensayos de resistencia de laboratorio o de campo o se pueden utilizar correlaciones empíricas a partir de ensayos indirectos u otras propiedades de los suelos. Los ensayos de laboratorio más comunes son: (Suárez Díaz, 1998)

- a. Triaxial.** El equipo de ensayo Triaxial permite determinar la resistencia al cortante, la rigidez y características de deformación de las muestras. Adicionalmente, puede medir características de consolidación y permeabilidad (Suárez Díaz, 1998).

1) Procedimiento. Se ensayan muestras cilíndricas dentro de una membrana delgada de caucho, colocándolas dentro de una celda triaxial con dos tapas

rígidas y pistones arriba y debajo de la muestra. La celda se llena de un fluido especial, se aplica una presión determinada sobre el fluido (σ_3), la cual se transmite por éste a la muestra. Los esfuerzos de cortante se aplican mediante fuerzas de compresión verticales accionadas por los pistones. La presión de poros dentro de la muestra puede medirse a través de un pequeño tubo o bureta en contacto con la muestra. Para cada presión de confinamiento se obtiene el esfuerzo desviador ($\Delta\sigma$) que se requiere para hacer fallar la muestra (Suárez Díaz, 1998).

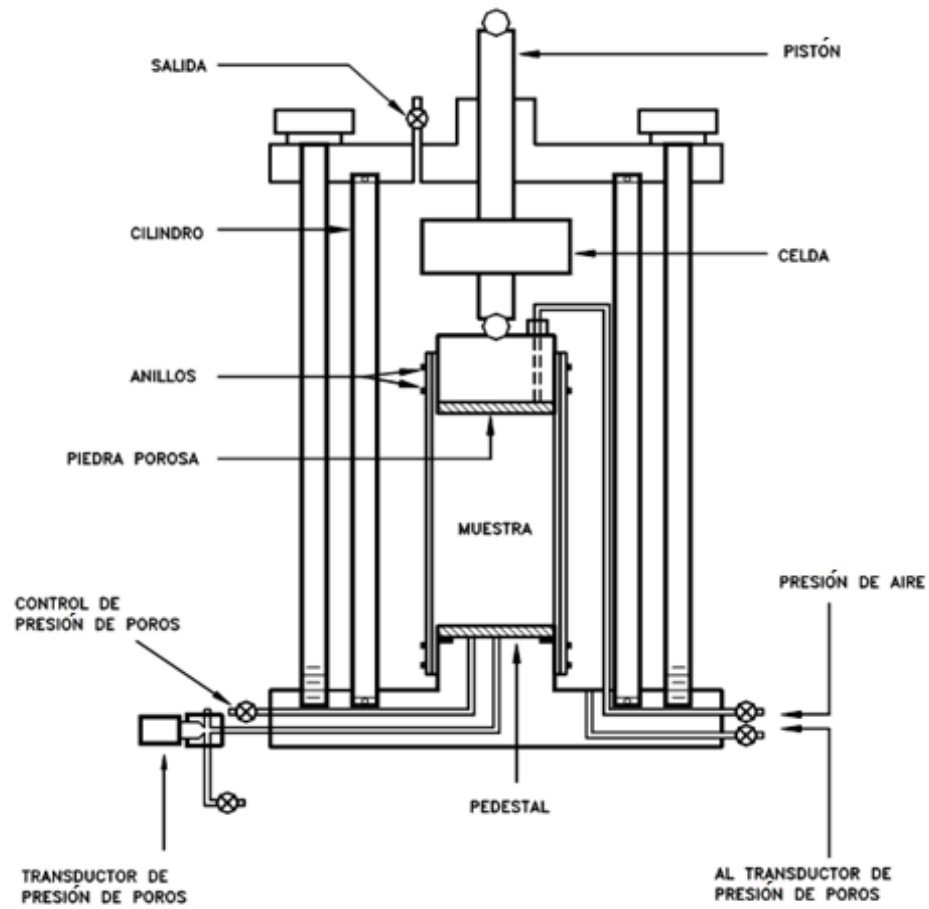
El drenaje de la muestra se realiza a través de las piedras porosas y el cambio de volumen de agua puede medirse. Alternativamente, si no se permite drenaje, se puede medir la presión de poros. Realizando varias pruebas se puede obtener la envolvente de Mohr para un suelo determinado (Suárez Díaz, 1998).

El comportamiento *Esfuerzo–Deformación* es determinado por la presión de confinamiento, la historia de esfuerzos y otros factores. El ensayo también puede realizarse incrementando los esfuerzos radiales mientras se mantiene constante la fuerza axial (Suárez Díaz, 1998).

Los resultados que pueden ser obtenidos del ensayo Triaxial dependen del tipo de ensayo y del equipo disponible y pueden ser los siguientes:

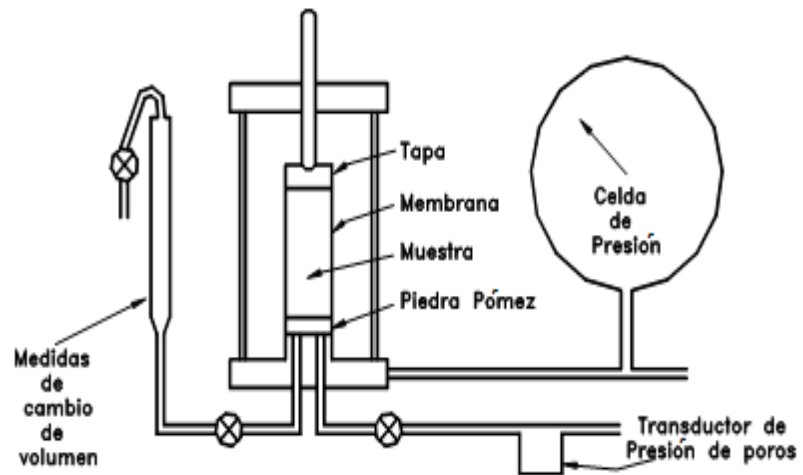
- a) La envolvente de falla con el ángulo de fricción y la cohesión pico.
- b) La respuesta de presión de poros al corte (ensayo no drenado).
- c) La respuesta de cambio de volumen al corte (ensayo drenado).
- d) Módulos tangente y secante inicial o los correspondientes de descarga y recarga.
- e) Las características de consolidación.
- f) La permeabilidad a diferentes presiones de confinamiento (Suárez Díaz, 1998).

Figura 8 Detalle de la celda para el ensayo triaxial



(Suárez Díaz, 1998)

Figura 9 Equipo del ensayo triaxial



(Suárez Díaz, 1998)

- 2) **Tipos.** Generalmente existen tres formas de realizar el ensayo Triaxial:
- a) **Ensayo consolidado drenado.** El ensayo se realiza lentamente para permitir el drenaje del agua dentro de la muestra e impedir que se generen presiones de poros. Los ensayos drenados son generalmente, preferidos para ensayos, debido a la facilidad de su ejecución y son los más utilizados para el análisis de laderas y taludes. La velocidad de ensayo debe ser tal, que las fluctuaciones en la presión de poros sean despreciables y en cualquier caso no superiores al 5% de la presión efectiva de confinamiento (Suárez Díaz, 1998).
 - b) **Ensayo consolidado no drenado, con medición de presión de poros.** Se permite el drenaje durante la aplicación del esfuerzo de confinamiento colocándolo lentamente, pero se impide durante la aplicación del esfuerzo desviador. Los ensayos no drenados deben realizarse a una rapidez que no exceda una deformación unitaria del 2% por hora, con el objeto de lograr una ecualización completa de la presión de poros a través de la muestra. Se le emplea para simular el caso de desembalse rápido de una represa o la colocación rápida de un terraplén sobre un talud (Suárez Díaz, 1998).
 - c) **Ensayo no consolidado - no drenado o ensayo rápido.** No se permite el drenaje durante la aplicación de la presión de confinamiento y el esfuerzo desviador. Este ensayo se le utiliza para modelar, el caso de un terraplén o una carga colocada muy rápidamente sobre un manto de arcilla saturada, de muy baja permeabilidad (Suárez Díaz, 1998).

De acuerdo al tipo de ensayo se obtiene un valor diferente de ángulo de fricción. En general, el ensayo *consolidado - drenado* presenta ángulos de fricción mayores, mientras el ensayo *No consolidado - No drenado* da los valores mínimos de ϕ (Suárez Díaz, 1998).

- 3) **Tamaño de la muestra.** Para ensayar suelos residuales, el diámetro de la muestra no debe ser menor de 76 mm, debido a que diámetros menores no se consideran representativos para tener en cuenta los efectos de escala, relacionados con las fisuras y juntas en el suelo. Adicionalmente, el diámetro no

debe ser menor de 8 veces el tamaño máximo de la partícula. La relación largo – diámetro no debe ser menor de 2 – 1 (Suárez Díaz, 1998).

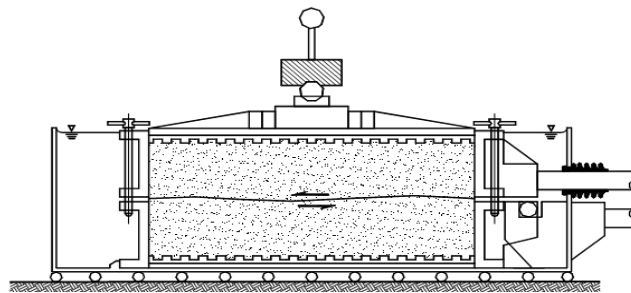
4) *Algunas causas de error en el ensayo Triaxial*

- a) **Ensayo a un nivel muy alto de esfuerzos.** La envolvente del círculo de Mohr tiene una forma curva y si se trabaja con niveles altos de esfuerzos se puede sobreestimar la resistencia para el caso real de esfuerzos menores; por ejemplo, para esfuerzos de confinamiento entre 100 y 400 kPa, las resistencias se pueden sobreestimar hasta en un 300 %. Por lo tanto, es importante que el ensayo Triaxial se realice al nivel de esfuerzos de confinamiento reales en el talud analizado (Suárez Díaz, 1998).
 - b) **Saturación incompleta.** Comúnmente, las muestras inalteradas no son ensayadas con saturación total debido a que por gravedad es difícil obtener la saturación. El resultado es un aumento en el valor de la resistencia de laboratorio, comparativamente con la resistencia real en campo, para el caso saturado (Suárez Díaz, 1998).
 - c) **Ensayo a una rapidez muy alta de deformación.** Las rapidezces altas de deformación no permiten disipar la presión de poros en el ensayo consolidado drenado (Suárez Díaz, 1998).
- b. Ensayo de corte directo.** Este ensayo es económico y simple de realizar, pero presenta los inconvenientes del poco control que se tiene sobre las condiciones de drenaje, la dificultad para medir presiones de poro y algunos problemas inherentes a los mecanismos de las máquinas que realizan los ensayos (Suárez Díaz, 1998).

El ensayo de Corte Directo es de uso obligatorio cuando se trabaja a niveles bajos de esfuerzos o si se desea obtener la resistencia a lo largo de las discontinuidades. En este ensayo la resistencia al cortante puede medirse en un plano predeterminado, cortando la muestra con una determinada orientación. La superficie de falla es predefinida y no depende de las propiedades del suelo, y por esta razón los valores de resistencia obtenidos tienden a ser mayores que en los ensayos triaxiales (Suárez Díaz, 1998).

1) **Procedimiento.** La muestra se coloca en una caja compuesta por dos anillos, uno superior y otro inferior, los cuales pueden desplazarse horizontalmente el uno con respecto al otro al aplicarse una fuerza de cortante. Las muestras no pueden saturarse completamente pero un grado de saturación relativamente alto se puede obtener sumergiendo la muestra en agua por un periodo largo de tiempo, antes del ensayo. Sin embargo, debe tenerse mucho cuidado con los efectos de saturación sobre algunos materiales, especialmente los suelos expansivos (Suárez Díaz, 1998).

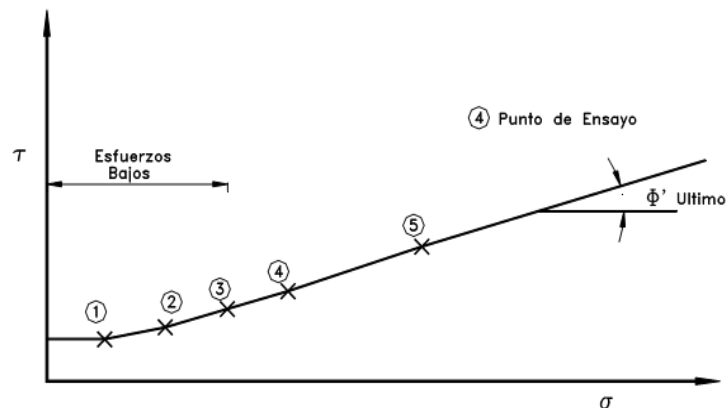
Figura 10 Detalle de la caja para ensayo de Corte Directo



(Suárez Díaz, 1998)

2) **Presentación de resultados.** Se dibuja una curva esfuerzo-deformación para cada ensayo, en la cual se determinan los valores de la resistencia máxima y la resistencia residual. Se realizan varias pruebas para el mismo tipo de suelo con diferentes presiones normales y se dibuja la envolvente de falla para obtener gráficamente los valores de cohesión y ángulo de fricción. Se recomienda un mínimo de cinco pruebas para cada tipo de suelo (Suárez Díaz, 1998).

Gráfica 5 Esfuerzo de falla y envolvente de un ensayo de corte directo



(Suárez Díaz, 1998)

3) **Tipos de ensayo.** El esfuerzo de corte puede ser aplicado incrementando los esfuerzos en forma gradual y midiendo la deformación producida (**Esfuerzo controlado**) o moviendo las partes del equipo a un desplazamiento dado y midiendo el esfuerzo resultante (**Deformación controlada**). Los ensayos de esfuerzo controlado no son comunes; sin embargo son convenientes en el caso de que se requiera una rapidez de desplazamiento muy baja y cuando se desea conocer el comportamiento de los suelos a la reptación. Este tipo de ensayo no puede determinar el esfuerzo pico y la resistencia residual en forma precisa. El ensayo de deformación controlada es más fácil de efectuar y permite obtener la resistencia última y la resistencia residual (Suárez Díaz, 1998).

4) **Rapidez de corte.** Depende de las condiciones de drenaje a las cuales se requiere realizar el ensayo y por lo tanto a la permeabilidad de la muestra. La naturaleza del ensayo de Corte directo generalmente, no permite obtener una condición completamente drenada o completamente no drenada en un ensayo a una rapidez constante de corte. Sin embargo, en la práctica es posible seleccionar una rapidez de deformación, tal que la desviación con las condiciones reales no es significativa. El tiempo de falla recomendado para un ensayo de Corte drenado es el siguiente:

$$t_f = 12.7t_{100} \quad (22)$$

Donde t_{100} es el tiempo correspondiente al 100% de la Consolidación primaria (Suárez Díaz, 1998)

Una vez determinado el t_f , la rapidez de corte puede ser estimada conociendo aproximadamente el desplazamiento horizontal para la resistencia pico. Una velocidad máxima de 0.08 mm/minuto se considera apropiada para ensayos drenados de suelos residuales (Suárez Díaz, 1998).

5) **Cargas normales.** Las cargas normales que se deben utilizar en el ensayo deben incluir los esfuerzos máximos que se suponen ocurren en el terreno. Al menos, deben realizarse ensayos con cuatro cargas diferentes para definir una envolvente de falla. En suelos no cohesivos la envolvente de falla generalmente, pasa por el origen pero con suelos relativamente cementados debe haber un

intercepto de cohesión. Si esta componente cohesiva es de importancia en la aplicación de ingeniería a analizar, deben realizarse ensayos con cargas normales muy pequeñas sobre muestras inalteradas, manejadas con mucho cuidado para evitar alteraciones (Suárez Díaz, 1998).

6) Densidad de la muestra. Cuando se realicen ensayos para analizar taludes de rellenos compactados, se debe definir lo más preciso posible la densidad a la cual se debe ensayar la muestra, de acuerdo a la densidad del relleno (Suárez Díaz, 1998).

7) Desplazamiento máximo. En ensayos con deformación controlada, generalmente se requiere conocer la resistencia residual. En ese caso, una forma es realizar un ensayo devolviendo la muestra después de pasar por la resistencia pico (Suárez Díaz, 1998).

Si no se requiere obtener la resistencia residual, el ensayo puede detenerse después de pasar la resistencia pico pero en ningún momento menos de 10 mm. Si el suelo no muestra resistencia pico por tratarse de un material muy blando, un desplazamiento de 15 mm es suficiente (Suárez Díaz, 1998).

8) Tamaño de la muestra. Las cajas para corte son comúnmente cuadradas pero las hay también circulares. En las cajas cuadradas es más fácil tener en cuenta la reducción de área durante el ensayo. Las dimensiones típicas para la caja cuadrada son 60 mm o 100 mm y en algunos casos hasta 300 mm o más. En las cajas circulares los tamaños comunes son 50 y 75 mm (Suárez Díaz, 1998).

El tamaño máximo de la partícula de suelo determina el espesor de la muestra. De acuerdo a la Norma ASTM D3080 se deben tener en cuenta las siguientes indicaciones:

- a) El espesor de la muestra debe ser al menos seis veces el tamaño máximo de los granos de suelo y no menos de 12.5 mm.
- b) El diámetro de la muestra (o ancho) debe ser al menos dos veces el espesor (Suárez Díaz, 1998)

c. Ensayo de compresión simple. Ensayo de compresión de una muestra cilíndrica con una relación diámetro longitud 1:2. La muestra es comprimida

axialmente hasta que ocurre la falla. La resistencia al cortante se asume que es igual a la mitad de la resistencia a la compresión. Este ensayo es utilizado con frecuencia para conocer la resistencia no drenada de suelos cohesivos (Suárez Díaz, 1998).

Debe tenerse en cuenta que los resultados son expresados en términos de esfuerzos totales, debido a que no se mide ningún tipo de presión de poros y los ensayos en limos o arenas o materiales fisurados no tienen ninguna validez. El ensayo es solo aplicable a suelos cohesivos que no permiten la salida de agua durante el proceso de carga. Generalmente, el valor de la resistencia no drenada se supone igual a la mitad del valor de la resistencia no confinada (Suárez Díaz, 1998).

Debido a las incertidumbres asociadas con el ensayo, el muestreo y su preparación, esta prueba solamente puede utilizarse como un estimado de la resistencia en el sitio (Suárez Díaz, 1998).

d. Ensayos in situ. Los ensayos de campo son muy útiles para determinar la resistencia al cortante en suelos residuales por las siguientes razones:

- Se elimina la alteración por muestreo, transporte y almacenamiento.
- El tamaño de la muestra es mayor y más representativo de la masa de suelo (Suárez Díaz, 1998).

1) Ensayo de corte directo in situ. Es un ensayo muy poco utilizado por su costo relativamente alto. Su mayor aplicación es para la evaluación de roca, debido a que no es posible determinar la resistencia de este material mediante ensayos de laboratorio. Es particularmente útil para simular la condición de esfuerzos que existe sobre una superficie plana, potencial de deslizamiento en una ladera. También permite el corte con cargas normales bajas, como es el caso de fallas poco profundas (Suárez Díaz, 1998).

El principal propósito de este ensayo es determinar los valores de las resistencias pico y residual tanto en material intacto como en discontinuidades, incluyendo las discontinuidades heredadas. El ensayo generalmente se realiza en apiques. La mayoría de los ensayos se organizan en tal forma que el plano es horizontal e idealmente, el plano de corte debe ser paralelo a un grupo mayor de

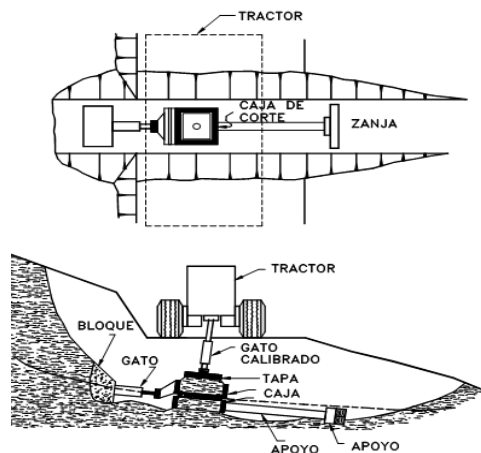
discontinuidades o coincidir lo más preciso posible con una discontinuidad mayor (Suárez Díaz, 1998).

a) **Tamaño de muestra.** El tamaño de las muestras debe ser al menos 10 veces el tamaño máximo de partícula. Tamaños típicos son 300 x 300 mm y 500 x 500 mm para suelos o roca meteorizada. La excavación del apique y del pedestal (muestra a ensayar) debe hacerse con un cuidado muy especial para evitar alterar las discontinuidades en la muestra. Una vez se excava el pedestal debe protegerse de la exposición para evitar cambios de humedad (Suárez Díaz, 1998).

Si se desea realizar el ensayo a lo largo de una discontinuidad, la orientación espacial de la discontinuidad (Rumbo y buzamiento) deben identificarse muy claramente, antes de iniciar el tallado de la muestra (Suárez Díaz, 1998).

b) **Procedimiento.** Se ejecuta dentro de un apique o excavación al nivel del estrato débil y se recomienda se haga sobre el plano de falla real. Todo el suelo es excavado, a excepción del ensayo que se deja como bloque aislado que puede moverse al ejercer una fuerza de corte. Se coloca una fuerza normal perpendicular al plano de rotura y luego se hace fallar al corte para determinar el valor de la resistencia del material (Figura 11) (Suárez Díaz, 1998).

Figura 11 Ensayo de corte directo in situ



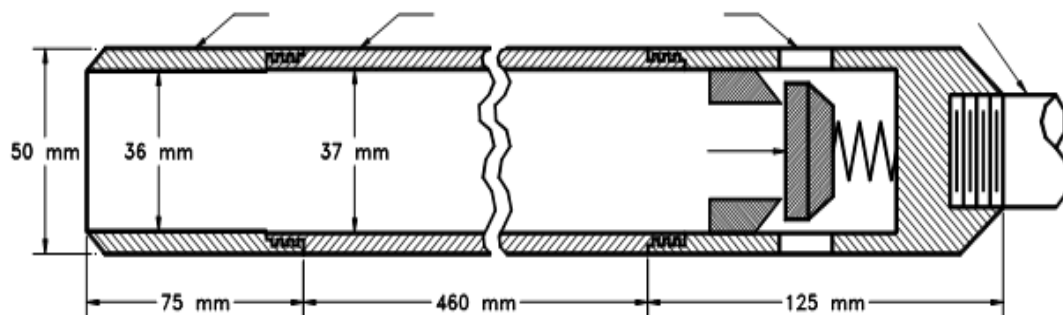
(Suárez Díaz, 1998)

Se coloca una caja doble alrededor del bloque. Si hay un plano definido de debilidad, los lados de la caja deben ser perpendiculares a ese plano y el plano de falla debe coincidir con el contacto entre las dos cajas (Suárez Díaz, 1998).

No existe un sistema para incorporar los efectos de la presión de poros pero la experiencia con estos ensayos indica que se han obtenido muy buenos resultados, especialmente si se realizan en época de lluvias (Suárez Díaz, 1998).

2) **Ensayo de penetración estándar.** Se entierra un tubo partido, aplicando golpes con un martillo de 63 Kg. (Ver Figura que cae de una altura de 750 mm. El número de golpes requerido para enterrar el tubo 300 mm se denomina N de penetración estándar. Con el número de golpes se puede estimar el valor del ángulo de fricción interna ϕ' para arenas. También se puede obtener la densidad relativa y con esa densidad relativa obtener el valor de ϕ' (Suárez Díaz, 1998).

Figura 12 Muestreador de tubo partido para ensayos de penetración estándar



(Suárez Díaz, 1998)

Se desarrolló inicialmente para determinar la resistencia de suelos no cohesivos y la mayoría de las correlaciones que existen en la literatura son útiles solamente para gravas y arenas (Suárez Díaz, 1998).

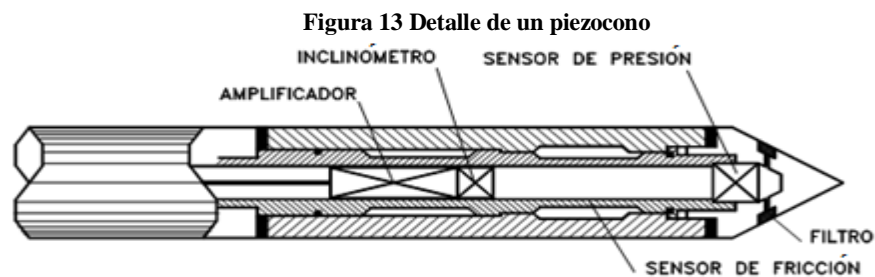
3) **Ensayo de penetración de cono.** Se introduce un cono con un ángulo θ , utilizando una fuerza Q . La resistencia al cortante es obtenida por la relación:

$$\tau = \frac{KQ}{h^2} \quad (23)$$

Donde h es la altura del cono, K es una constante que depende de θ y de Q (Suárez Díaz, 1998).

Con el valor de la resistencia a la penetración del cono, se puede obtener el ángulo de fricción ϕ' o la cohesión, para lo cual existen diferentes correlaciones (Suárez Díaz, 1998).

La utilización del ensayo de cono en suelos residuales es muy limitada, debido a la dificultad de penetración. Un desarrollo relativamente reciente es el piezocono, el cual mide la presión de poros, además de la resistencia no drenada (Suárez Díaz, 1998).



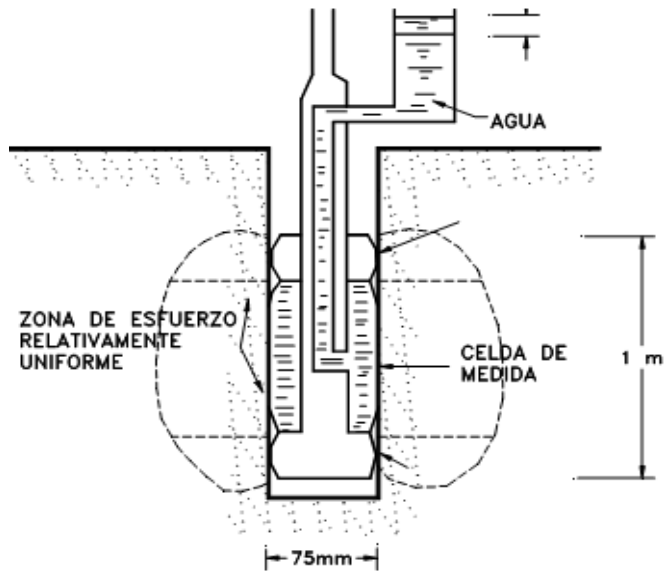
(Suárez Díaz, 1998)

4) Penetrómetro de bolsillo. La resistencia a la compresión inconfiada de arcillas puede ser determinada por medio de un penetrómetro de bolsillo en el campo. El penetrómetro se entierra manualmente dentro de la arcilla a una profundidad predeterminada y se mide la presión requerida para su penetración. Este ensayo da un valor muy crudo de la resistencia a la compresión inconfiada y su utilización requiere de correlación con otros ensayos (Suárez Díaz, 1998).

5) Presurómetro. Una gran cantidad de equipos se ha desarrollado para medir la deformación interna del suelo al aplicar una determinada presión. Por lo general, emplean un aditamento de caucho que es inflado con una presión hidráulica (Suárez Díaz, 1998).

El presurómetro de Menard, que es el más utilizado, permite obtener las características de resistencia y deformación de suelos y rocas, como se muestra en la siguiente figura:

Figura 14 Presurómetro de Menard



(Suárez Díaz, 1998)

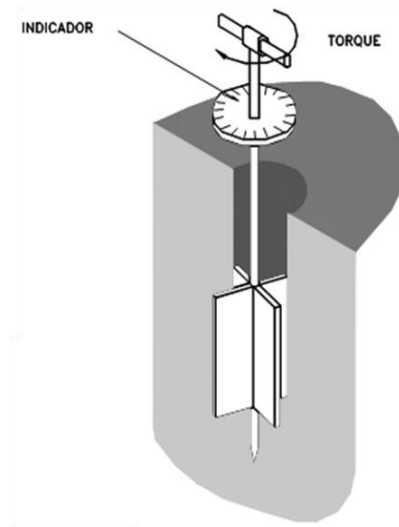
El ensayo suministra una gráfica de presión contra cambio volumétrico y este puede convertirse en una curva esfuerzo - deformación. El módulo de deformación también puede ser determinado con este ensayo (Suárez Díaz, 1998).

6) Ensayo de veleta. Se introduce una veleta en el suelo, se aplica un torque para producir la falla a lo largo de una superficie cilíndrica. La resistencia al cortante se obtiene igualando el torque al momento producido por los esfuerzos de cortante sobre la superficie cilíndrica. La resistencia al cortante de una veleta de relación diámetro altura 1:2 está dada por la expresión:

$$\tau = \frac{6}{7} \left(\frac{M}{\pi D^3} \right) \quad (24)$$

Dónde: M es el torque y D el diámetro de la veleta. Generalmente, la aplicación de estos ensayos es limitada a suelos saturados cohesivos en condiciones no drenadas, lo suficientemente blandos para permitir el hincado y rotación de la veleta. Los ensayos de veleta pueden realizarse en el fondo de excavaciones pre-perforadas o empujando la veleta en el suelo desde la superficie hasta la profundidad requerida. Este último procedimiento es muy difícil de realizar en suelos residuales (Suárez Díaz, 1998).

Figura 15 Detalle de un ensayo de veleta



(Suárez Díaz, 1998)

7) **Ensayo de veleta de bolsillo (Torvane)**. La veleta de bolsillo es un equipo utilizado para la determinación rápida de la resistencia al cortante de suelos cohesivos, tanto en el campo como en las muestras de tubo Shelby. La veleta de bolsillo consiste en una serie de cuchillas que se entierran ligeramente en el suelo y sobre las cuales se aplica un torque, el cual mide la resistencia al cortante del material. El ensayo da una determinación cruda de la resistencia y para su utilización debe correlacionarse con otros ensayos (Suárez Díaz, 1998).

8) **Ensayo de corte en el sondeo**. El ensayo de corte se puede realizar en el sondeo utilizando un equipo expandible que se incrusta ligeramente en la superficie y al cual se le coloca una carga de presión determinada, el suelo es luego ensayado al cortante tirando hacia arriba el aparato, a través del hueco (Suárez Díaz, 1998).

Este ensayo es muy útil porque permite la evaluación de la cohesión c , y el ángulo de fricción ϕ a diferentes profundidades. Su utilización es particularmente importante en áreas de deslizamientos activos en donde es muy difícil obtener muestras para ensayo de laboratorio (Suárez Díaz, 1998).

9) **Ensayo de placa**. Se excava un apique o zanja y se coloca una plaqueta metálica a la cual se le coloca una carga y se mide la deformación con la carga. Aunque se emplea en taludes, su utilidad es muy limitada (Suárez Díaz, 1998).

2. DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE PRESIÓN DE PORO DE LOS SUELOS

a. **Ensayo de permeabilidad in situ.** El coeficiente de permeabilidad (k) puede calcularse del resultado de ensayos de cabeza constante o variable dentro de la excavación de un sondeo. El procedimiento incluye la perforación y limpieza de una columna de suelo de diámetro $2r$ hasta una profundidad h . La colocación de una cabeza constante de agua y la medición del volumen de percolación, por unidad de tiempo manteniendo una cabeza y flujo estables se muestran en la siguiente figura: (Suárez Díaz, 1998)

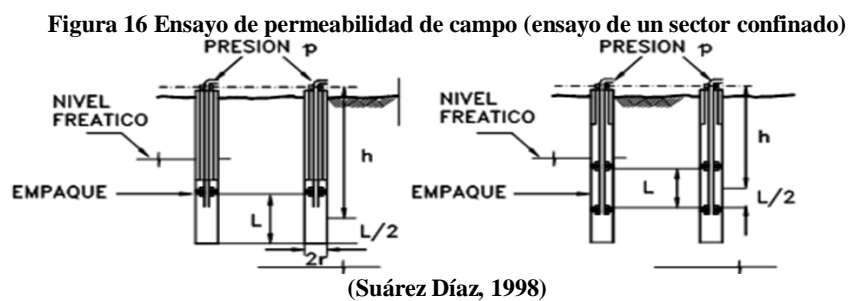
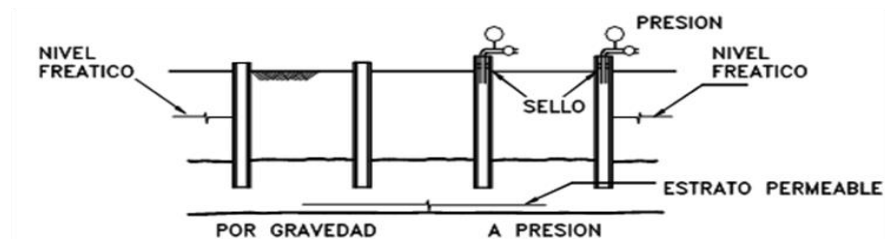


Figura 17 Ensayo de permeabilidad de campo (Ensayo de tubo abierto)



La permeabilidad del material puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$K = \frac{q}{5.5rh} \quad (25)$$

donde:

K =Permeabilidad

q =Caudal

r =Radio de la columna de ensayo

h =Cabeza (Suárez Díaz, 1998)

También pueden realizarse ensayos con agua a presión, como el ensayo Lugeon, el cual se utiliza para determinar la permeabilidad de una masa rocosa donde el flujo ocurre a lo largo de fisuras o juntas. Un Lugeon se define como el agua absorbida en litros por minuto por metro en una perforación de diámetro NX a una presión de 10 atmósferas (1 MPa), mantenida durante diez minutos. Un Lugeon es aproximadamente igual a una permeabilidad de 1×10^{-7} m/seg (Suárez Díaz, 1998).

3. OTROS PARÁMETROS. Se deben realizar ensayos que permitan obtener las propiedades de los suelos para los análisis, en tal forma que sean lo más representativos de las situaciones reales en el campo. Los ensayos comúnmente utilizados para análisis de laderas y taludes son los siguientes:

- a. **Humedad o contenido de agua.** Es la relación, en %, del peso del agua del espécimen, al peso de los sólidos. Suelo seco es el que se ha secado en estufa, a temperatura de $105^{\circ}\text{C} - 110^{\circ}\text{C}$, hasta peso constante durante 24 ó 18 horas. El valor teórico del contenido de humedad varía entre: $0 \leq \omega \rightarrow \infty$. En la práctica, las humedades varían de cero hasta valores del 100%, e incluso de 500% ó 600% (Duque & Escobar, 2002).
- b. **Límites de Atterberg o plasticidad.** Atterberg, en 1911 estableció tres límites para los cuatro estados de la materia:

Tabla 7 Límites para los cuatro estados de los suelos finos Atterberg 1911

	Estado líquido	⇒	Límite líquido	W_L	LL
	Estado plástico	⇒	Límite plástico	W_P	LP
	Estado semi – sólido	⇒	Límite de retracción	W_S	LR
	Estado sólido				

(Duque & Escobar, 2002)
 $\omega = \text{Humedad (\%)}$

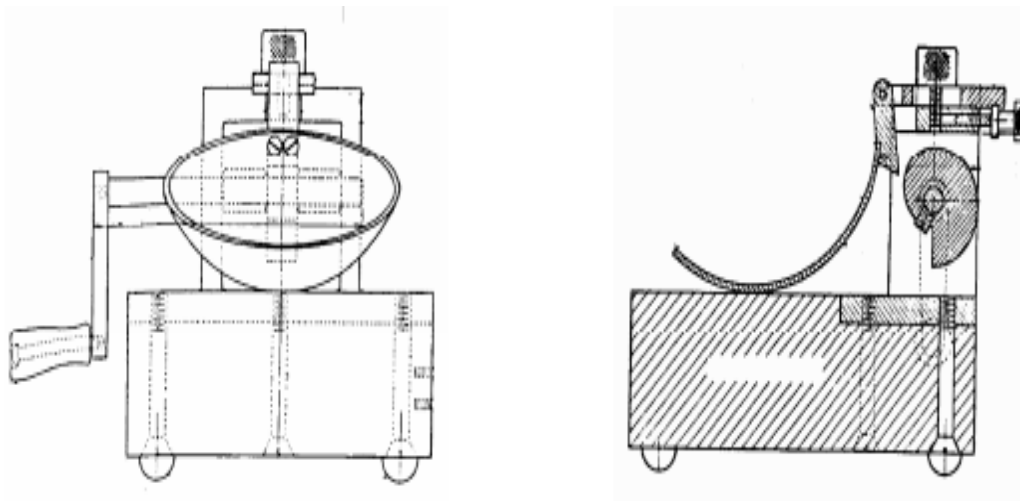
Un suelo está en estado líquido (arcilla o limo muy húmedos) cuando se comporta como un fluido viscoso, deformándose por su propio peso y con

resistencia a la cizalladura casi nula. Al perder agua, ese suelo pierde su fluidez, pero continúa deformándose plásticamente; dado que pierde su forma, sin agrietarse. Si se continúa con el proceso de secado (de la arcilla o limo), el suelo alcanza el estado semi – sólido, si al intentar el remoldeo se desmorona. Si se saca más agua, a un punto en el cual su volumen ya no se reduce por la pérdida de agua, y el color toma un tono más claro, el estado del suelo se define como sólido (Duque & Escobar, 2002).

En consecuencia, los límites de Atterberg son contenidos de humedad del suelo, para suelos finos (limos, arcillas), solamente (Duque & Escobar, 2002).

1) **Límite líquido LL.** Contenido de humedad ω_L requerido para que la muestra, en el aparato de Casagrande cierre una ranura de $\frac{1}{2}$ ” de amplitud, a los 25 golpes generados a la cápsula de bronce, con un ritmo de dos golpes por minuto (Duque & Escobar, 2002).

Figura 18 Copa de Casagrande para obtener el Límite Líquido



(Duque & Escobar, 2002)

2) **Límite plástico LP.** Es el menor contenido de humedad ω_P para el cual el suelo se deja moldear. Esto se dice cuándo, tomando bolas de suelo húmedo, se pueden formar rollitos de $\frac{1}{8}$ ” sobre una superficie plana, lisa y no absorbente. Sin agrietarse el suelo, no hay LP, y con muchas tampoco se tiene el LP (Duque & Escobar, 2002).

3) **Límite de retracción LR (o L. de Contracción).** Contenido de humedad ω_R por debajo del cual no se produce reducción adicional de volumen del suelo, en proceso de secamiento. Se coloca en una cápsula el suelo húmedo ($\omega > \omega_L$) y se determina su peso W_i y volumen V_i , siendo V_i también el volumen de la cápsula. Se seca el suelo en la estufa y se obtiene su peso W_f y volumen V_f (Duque & Escobar, 2002).

c. **Peso unitario.** Es el producto de su densidad por la gravedad. El valor depende, entre otros, del contenido de agua del suelo. Este puede variar del estado seco γ_d hasta el saturado γ_{SAT} así (Duque & Escobar, 2002):

$$\gamma_d \leq \gamma_T \leq \gamma_{sat} \quad (26)$$

d. **Gravedad específica.** La gravedad específica es la relación del peso unitario de un cuerpo referida a la densidad del agua, en condiciones de laboratorio y por lo tanto a su peso unitario γ_0 . En geotecnia sólo interesa la gravedad específica de la fase sólida del suelo, dada por

$$GS = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad (27)$$

Pero referida al Peso Unitario de la fase líquida del suelo γ_w , para efectos prácticos (Duque & Escobar, 2002).

e. **Distribución granulométrica.** Proceso para determinar la proporción en que participan los granos del suelo, en función de sus tamaños. Esa proporción se llama gradación del suelo (Duque & Escobar, 2002).

1) **Métodos de análisis granulométrico**

a) **Método del tamizado.** Una vez se pasa el suelo por la estufa y se pulverice, se hace pasar por una serie organizada de tamices, de agujeros con tamaños decrecientes y conocidos, desde arriba hacia abajo. El primer tamiz, es el de mayor tamaño y es donde inicia el tamizado. Se tapa con el fin de evitar pérdidas de finos; el último tamiz está abajo y descansa sobre un recipiente de forma igual a uno de los tamices, y recibe el material más fino no retenido por ningún tamiz (Duque & Escobar, 2002).

Con sacudidas horizontales y golpes verticales, mecánicos o manuales, se hace pasar el suelo por la serie de tamices, de arriba abajo, para luego pesar por separado el suelo retenido en cada malla (Duque & Escobar, 2002).

b) **Métodos de sedimentación.** Incluye el método del hidrómetro y el método de la pipeta, ambos basados en las características de la sedimentación de las partículas del suelo en un medio acuoso. Se aplican, tales métodos, al “suelo fino”, es decir, al que ha quedado en el fondo de los tamices y que se denomina “pasa – 200”, material constituido por limos y arcillas (Duque & Escobar, 2002).

2) **Curva granulométrica.** Los resultados de los ensayos de tamizado y sedimentación se llevan a un gráfico llamado curva granulométrica. La fracción gruesa tendrá denominaciones, según el sistema:

Tabla 8 Denominaciones de la curva granulométrica

	Británico ϕ (mm)	AASHTO¹ ϕ (mm)	ASTM² ϕ (mm)	SUCS³ ϕ (mm)
Grava	60-2	75-2	>2	75-4.75
Arena	2-0.06	2-0.05	2-0.075	4.75-0.075
Limo	0.06-0.002	0.05-0.002	0.075-0.005	<0.075 finos
Arcillo	<0.002	<0.002	<0.005	

(Duque & Escobar, 2002)

1: American Association of State Highway and Transportation Official

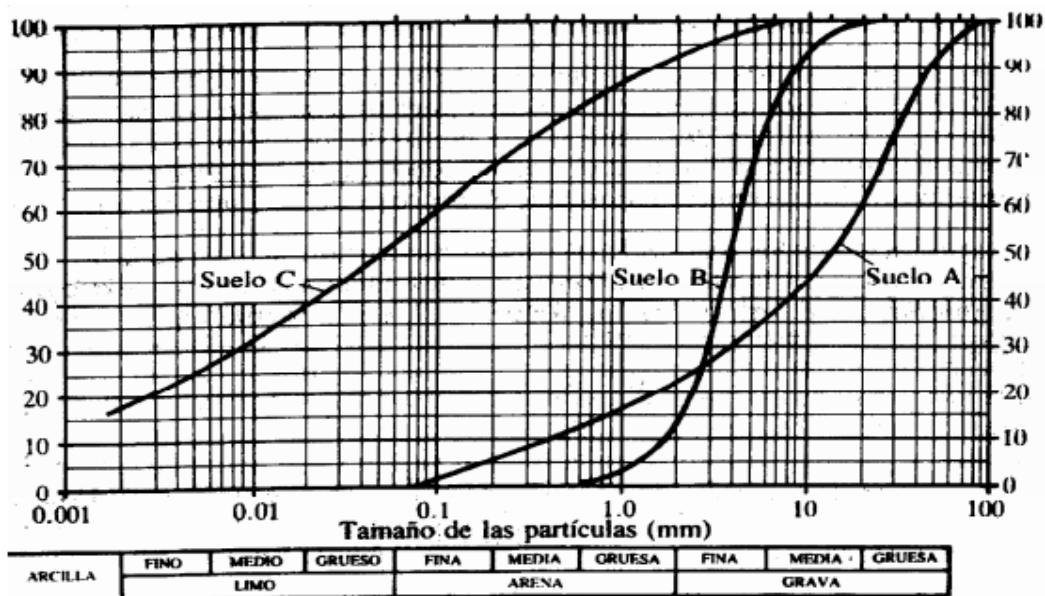
2: American Society for Testing and Materials

3: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

Para los suelos grueso–granulares, el diámetro equivalente está referido al agujero cuadrado de la malla. Para los finos, al diámetro de una esfera (Duque & Escobar, 2002).

La curva granulométrica se dibuja en papel semilogarítmico. Con la escala aritmética (ordenadas) los porcentajes en peso de partículas con $\phi <$ que cada uno de los lados de las abscisas. En escala logarítmica (abscisas) los tamaños de los granos en milímetros (Duque & Escobar, 2002).

Gráfica 6 Ejemplo de curva granulométrica



(Duque & Escobar, 2002)

3) *Descripción de la gradación.* La forma de la curva de distribución de tamaños de partículas, indica si los tamaños varían en un rango amplio (curva C, Gráfica 6) o estrecho (curva B, Gráfica 6); si el rango tiende a los tamaños mayores del suelo grueso (A) o a los menores del suelo fino (C). Si todos los tamaños tienen proporciones en peso relativamente iguales, el rango es amplio y la curva suave, el suelo así será bien gradado (A y C). La mala gradación puede ser por falta de extensión (B) o por discontinuidad (Duque & Escobar, 2002).

La gradación, expresada numéricamente, la da el coeficiente de uniformidad C_u con el coeficiente de curvatura C_c (Duque & Escobar, 2002).

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}; C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \Rightarrow \text{Bien graduado cuando } \begin{cases} C_u > 4 \text{ a } 6 \\ 1 < C_c < 3 \end{cases} \quad (28)$$

G. TALUDES Y LADERAS

Un talud o ladera es una masa de tierra que no es plana sino que posee pendiente o cambios de altura significativos. En la literatura técnica se define como ladera cuando su conformación actual tuvo como origen un proceso natural y talud cuando se conformó artificialmente (Suárez Díaz, 1998).

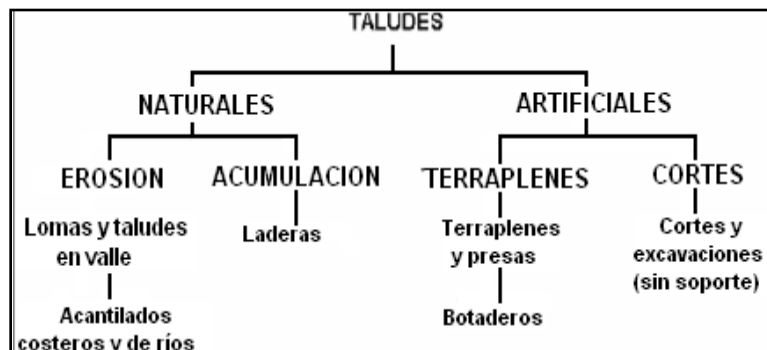
El suelo en los taludes y laderas está sometido a esfuerzos a corte, y por lo tanto soportan hasta cierto ángulo de inclinación con respecto a la horizontal. Las laderas que han permanecido estables por muchos años pueden fallar en forma imprevista debido a cambios topográficos, sismicidad, flujos de agua subterránea, cambios en la resistencia del suelo, meteorización o factores de tipo antrópico o natural que modifiquen su estado natural de estabilidad (Suárez Díaz, 1998).

1. CLASIFICACIÓN DE LOS TALUDES SEGÚN SU ORIGEN

Los taludes según su origen pueden clasificarse en:

- Naturales (laderas).
- Artificiales (cortes y terraplenes) (Gonzales, 2012)

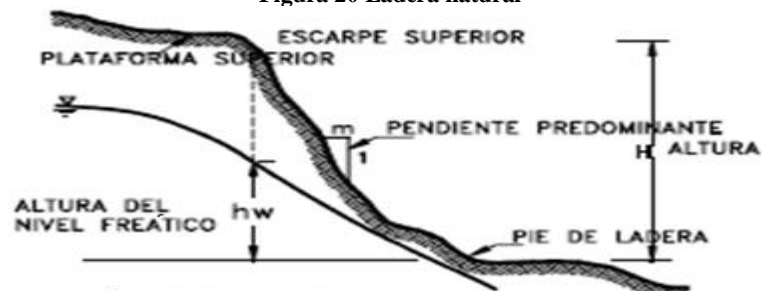
Figura 19 Clasificación de taludes



(Gonzales, 2012)

- a. **Taludes naturales (laderas).** Estos taludes son los que se originan por una serie de fenómenos que ocurren en la naturaleza y que no dependen de la participación directa del hombre en su formación (Gonzales, 2012).

Figura 20 Ladera natural



(Suárez Díaz, 1998)

b. **Taludes artificiales (cortes y terraplenes).** Estos taludes son originados por las excavaciones, rellenos y otros movimientos de tierra realizados por el ser humano. Estos pueden mejorar su estabilidad de varias formas (Gonzales, 2012).

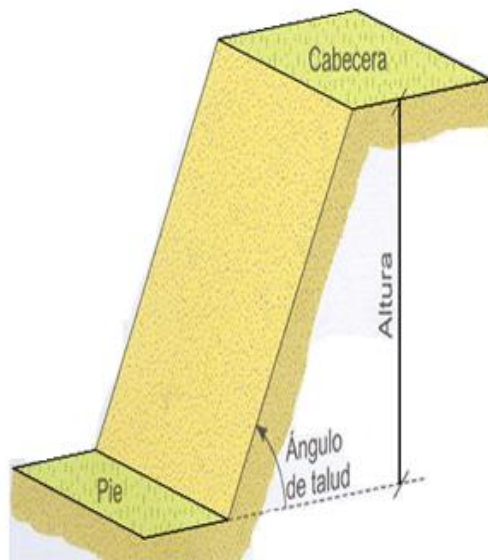
Figura 21 Talud artificial, corte o relleno



(Suárez Díaz, 1998)

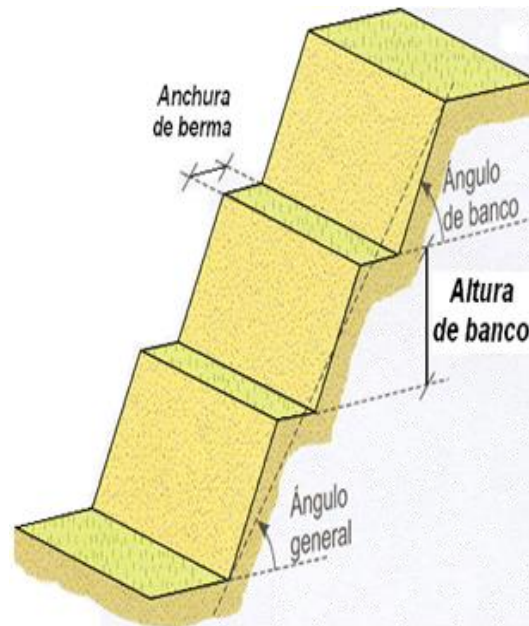
Los taludes se construyen con la pendiente más elevada que permite la resistencia del terreno, para mantener condiciones aceptables de estabilidad. El diseño de taludes es de los objetivos más importantes de la Ingeniería Geológica, ya que se debe hacer en la mayoría de construcciones o extracciones de material (Gonzales, 2012).

Figura 22 Talud artificial con ángulo uniforme



(Gonzales, 2012)

Figura 23 Talud de forma escalonada con bermas



(Gonzales, 2012)

2. ELEMENTOS DE UN TALUD

En el talud o ladera se definen los siguientes elementos constitutivos:

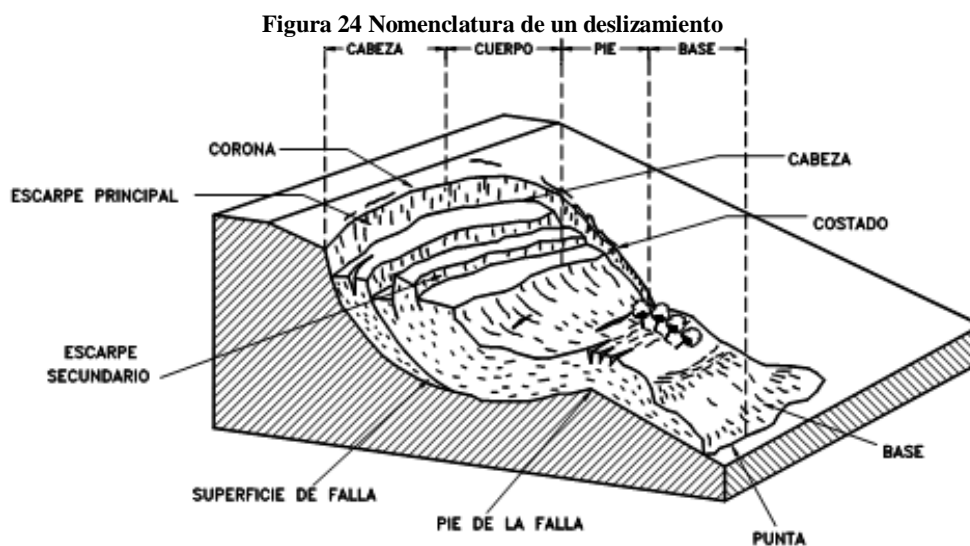
- **Altura:** Distancia vertical entre el pie y la cabeza, la cual se presenta claramente definida en taludes artificiales, pero es complicada de cuantificar en las laderas debido a que el pie y la cabeza no son accidentes topográficos bien marcados.
- **Pie:** Sitio de cambio brusco de pendiente en la parte inferior.
- **Cabeza o escarpe:** Sitio de cambio brusco de pendiente en la parte superior.
- **Altura de nivel freático:** Distancia vertical desde el pie del talud o ladera hasta el nivel de agua medida debajo de la cabeza.
- **Pendiente:** Medida de la inclinación del talud o ladera. Puede medirse en grados, en porcentaje o en relación $m/1$, en la cual m es la distancia horizontal que corresponde a una unidad de distancia vertical (Suárez Díaz, 1998).

Existen, además, otros factores topográficos que se requiere definir como son longitud, convexidad (vertical), curvatura (horizontal) y área de cuenca de drenaje, los cuales pueden tener influencia sobre el comportamiento geotécnico del talud (Suárez Díaz, 1998).

3. PROCESO DE MOVIMIENTO DE TALUDES

a. **Nomenclatura.** Los procesos geotécnicos activos de los taludes y laderas corresponden generalmente, a movimientos hacia abajo y hacia afuera de los materiales que conforman un talud de roca, suelo natural o relleno, o una combinación de ellos (Suárez Díaz, 1998).

Los movimientos ocurren, generalmente, a lo largo de superficies de falla, por caída libre, movimientos de masa, erosión o flujos. Algunos segmentos del talud o ladera pueden moverse hacia arriba, mientras otros se mueven hacia abajo (Suárez Díaz, 1998).



(Suárez Díaz, 1998)

En la Figura 24 se muestra un deslizamiento o movimiento de masa típico, con sus diversas partes, cuya nomenclatura es la siguiente:

- Escarpe principal: 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: Superficie muy inclinada producida por desplazamientos diferenciales dentro de la masa que se mueve.
- Cabeza: Las partes superiores del material que se mueve a lo largo del contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.

- Cima: Punto más alto entre el material perturbado y el escarpe principal.
- Corona: Material que se encuentra en el sitio, prácticamente inalterado y adyacente a la parte más alta del escarpe principal.
- Superficie de falla: Área debajo del movimiento que delimita el volumen de material desplazado. El volumen de suelo debajo de la superficie de falla no se mueve.
- Pie de la superficie de falla: Línea de interceptación (algunas veces tapada) entre la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie original del terreno.
- Base: Área cubierta por el material perturbado abajo del pie de la superficie de falla.
- Punta o uña: Punto de la base que se encuentra a más distancia de la cima.
- Costado o flanco: Un lado (perfil lateral) del movimiento.
- Superficie original del terreno: 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 (Suárez Díaz, 1998).

b. Dimensiones. Para definir las dimensiones de un movimiento, puede utilizarse la siguiente terminología:

- Ancho de la masa desplazada (W_d): Ancho máximo de la masa desplazada perpendicularmente a la longitud, L_d .
- Ancho de la superficie de falla (W_r): Ancho máximo entre los flancos del deslizamiento perpendicularmente a la longitud L_r .
- Longitud de la masa deslizada (L_d): Distancia mínima entre la punta y la cabeza.
- Longitud de la superficie de falla (L_r): Distancia mínima desde el pie de la superficie de falla y la corona.
- Profundidad de la masa desplazada (D_d): Máxima profundidad de la masa movida perpendicular al plano conformado por W_d y L_d

- Profundidad de la superficie de falla (D_r): 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): Distancia mínima desde la punta a la corona del deslizamiento.
- Longitud de la línea central (L_c): 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 (Suárez Díaz, 1998).

El volumen de material medido antes del deslizamiento generalmente, aumenta con el movimiento debido a que el material se dilata. El término “Factor de expansión” puede ser utilizado para describir éste aumento en volumen, como un porcentaje del volumen antes del movimiento (Suárez Díaz, 1998).

4. PROCEDIMIENTOS DE INVESTIGACIÓN. La investigación de una ladera, talud o deslizamiento consiste en obtener toda la información posible sobre las características topográficas, geológicas, geotécnicas y ambientales que permitan realizar un diagnóstico de los problemas lo más preciso posible y un diseño efectivo de solución. Para el propósito de la investigación es necesario conocer cuáles son los parámetros básicos que afectan la estabilidad (Suárez Díaz, 1998).

a. Parámetros geométricos. La conformación topográfica del talud: altura, pendiente, curvatura, largo y ancho, actuando en forma conjunta o separada, afectan la estabilidad de un talud, por cuanto determinan los niveles de esfuerzos totales y las fuerzas de gravedad que provocan los movimientos (Suárez Díaz, 1998).

La topografía puede controlar la tasa de meteorización y la tasa de infiltración y movimiento de agua a través del material del talud, afectando la cantidad de agua disponible, lo cual determina la ocurrencia y características de los niveles freáticos. El nivel de esfuerzos es también determinado por el volumen y ubicación de los bloques o masas de materiales, factores que dependen de las características topográficas (Suárez Díaz, 1998).

1) Pendiente. Los perfiles más profundos de meteorización se encuentran en los taludes suaves más que en los empinados. Para cada formación, en un estado

determinado de meteorización existe un ángulo de pendiente a partir del cual un talud es inestable (Suárez Díaz, 1998).

Mientras algunos suelos residuales de origen ígneo permiten ángulos del talud superiores a 45°, en Lutitas meteorizadas saturadas éste no debe exceder los 20° y hasta valores de la mitad del ángulo de fricción (Suárez Díaz, 1998).

Según Skempton, teóricamente en suelos granulares limpios y secos el ángulo de inclinación del talud con la horizontal no debe sobrepasar el del ángulo de fricción del material (Suárez Díaz, 1998).

2) **Curvatura.** Se define como concavidad o convexidad, ya sea tanto en sentido longitudinal como transversal; afecta el equilibrio de la masa en sí, así como la capacidad de infiltración y de erosión por su efecto en la velocidad del agua de escorrentía (Suárez Díaz, 1998).

3) **Largo – ancho.** Entre más largo sea un talud, mayor recorrido tendrán las aguas de escorrentía sobre éste y por lo tanto el talud estará más expuesto a la erosión superficial (Suárez Díaz, 1998).

4) **Áreas de infiltración arriba del talud.** Es importante identificar áreas de concentración de agua arriba del talud, que coinciden con depresiones topográficas o zonas de regadío intenso. Entre más grande sea la zona que aporte agua al talud, será mayor la cantidad de agua que está afectando la estabilidad del talud (Suárez Díaz, 1998).

b. Parámetros geológicos. La Geología generalmente define las características o propiedades del suelo o roca. La formación geológica determina la presencia de materiales duros o de baja resistencia y las discontinuidades pueden facilitar la ocurrencia de movimientos a lo largo de ciertos planos de debilidad. Los elementos geológicos principales a estudiar son los siguientes: (Suárez Díaz, 1998)

1) **Formación geológica.** Los materiales de origen ígneo-metamórfico poseen un comportamiento diferente a los suelos de origen sedimentario, aluviones, coluviones, etc. (Suárez Díaz, 1998).

2) **Estructura y discontinuidades.** En los suelos residuales y rocas la estratificación y las discontinuidades actúan como planos de debilidad o como

conductores de corrientes de agua subterránea y las características de éstas pueden facilitar los movimientos (Suárez Díaz, 1998).

3) Meteorización. La descomposición física o química produce alteraciones en la roca o suelo, las cuales modifican substancialmente los parámetros de resistencia y permeabilidad, facilitando la ocurrencia de deslizamientos (Suárez Díaz, 1998).

c. Parámetros hidrológicos e hidrogeológicos. Los cambios en el régimen de aguas subterráneas actúan como detonadores de movimientos en las laderas o taludes y estos se encuentran generalmente, relacionados con las lluvias y la hidrología superficial. En un estudio de deslizamientos se deben tener en cuenta los parámetros relacionados con la hidrogeología y en especial los siguientes factores: (Suárez Díaz, 1998)

1) Características de las lluvias. La ocurrencia de períodos lluviosos intensos produce ascensos en los niveles piezométricos y la saturación disminuye las tensiones capilares (Suárez Díaz, 1998).

2) Régimen de aguas subterráneas. Los niveles de agua freáticas pueden fluctuar de manera considerable con el tiempo y modificar la resistencia de los materiales y el estado de esfuerzos. Es importante determinar las áreas de recarga y descarga, partiendo de la base del conocimiento del clima regional y análisis del terreno, incluyendo el tipo y distribución de la roca, fallas, fracturas, manantiales y humedales (Suárez Díaz, 1998).

d. Parámetros geotécnicos

1) Resistencia al cortante. La resistencia al corte representa la modelación física del fenómeno de deslizamiento. Los parámetros de ángulo de fricción y cohesión determinan el factor de seguridad al deslizamiento de una determinada superficie dentro del terreno (Suárez Díaz, 1998).

Los ángulos de fricción varían de cero en materiales muy blandos, a 50 grados en gravas angulosas o mantos de arenisca y las cohesiones de cero en materiales granulares limpios, a más de 10 Kg/cm² en suelos muy bien cementados y valores superiores en las rocas masivas (Suárez Díaz, 1998).

2) **Permeabilidad.** La permeabilidad mide la resistencia interna de los materiales al flujo del agua y puede definir el régimen de agua subterránea, concentración de corrientes, etc. Los valores del coeficiente de permeabilidad varían de 100 cm/seg., en roca fracturada o suelos compuestos por arenas y gravas, hasta 10^{-10} cm/seg., en arcillas impermeables o en pizarras y granitos sanos (Suárez Díaz, 1998).

3) **Sensitividad.** La sensitividad se define como la relación de la resistencia pico al corte entre una muestra inalterada y otra remoldeada. En algunos suelos arcillosos esta relación puede ser hasta de 4, lo que equivale a que se pierde gran parte de la resistencia al remoldearse; y en la literatura se conoce de casos catastróficos, donde por acción del cambio de esfuerzos, el suelo se remoldea in situ, pierde su resistencia y se produce el deslizamiento (Suárez Díaz, 1998).

4) **Expansividad.** Los suelos arcillosos al contacto con el agua expanden su volumen produciéndose movimientos de extensión dentro de la masa del suelo. En suelos sensitivos se puede producir pérdida de resistencia al corte por acción del remoldeo generado por el proceso expansivo (Suárez Díaz, 1998).

La expansividad de un suelo se puede medir por medio de ensayos de presión de expansión o expansión libre o por su relación con los límites de plasticidad. La expansividad de suelos arcillosos en los rellenos de juntas puede generar deslizamientos de rocas (Suárez Díaz, 1998).

5) **Erosionabilidad.** La erosionabilidad es la facilidad con la cual el suelo puede ser desprendido y transportado por acción del agua. Este factor puede afectar la estabilidad de un talud, en cuanto produce cambios topográficos desestabilizantes o genera conductos internos de erosión (Suárez Díaz, 1998)

e. **Parámetros ambientales y antrópicos.** El clima ejerce una influencia en la rata de meteorización. Según Blight las reacciones químicas se duplican con cada 10°C de aumento de la temperatura. Factores tales como: evaporación, fuerzas sísmicas, vegetación y modificaciones causadas por el hombre, pueden producir alteración del talud lo cual afecta su inestabilidad (Suárez Díaz, 1998).

f. **Organización del estudio.** Para encontrar las causas y mecanismos de falla y poder cuantificar los parámetros que determinan la estabilidad de un talud,

diagnosticar y diseñar las obras de estabilización se recomienda realizar un estudio que incluye las siguientes etapas:

- Reconocimiento e identificación del sitio.
- Análisis de la información existente.
- Estudio de las características superficiales del sitio que permitan la caracterización topográfica y geotécnica.
- Investigación de campo que incluye sondeos, toma de muestras, y ensayos in situ para cuantificar los parámetros del suelo.
- Investigación de Laboratorio.
- Análisis de la información obtenida, modelación matemática y diseño (Suárez Díaz, 1998).

g. Procedimiento de análisis de la información existente. Los deslizamientos ocurren en sitios específicos bajo ciertas condiciones topográficas, geológicas, climáticas y ambientales. Por lo tanto, es importante utilizar la información existente (historia del problema, planos básicos, etc.) con el fin de entender las propiedades topográficas, geológicas, etc., de los deslizamientos (Suárez Díaz, 1998).

Se recomiendan los siguientes pasos para el análisis de la información existente:

1) Fotografías aéreas e información de sensores remotos. Se pueden emplear fotografías en varias escalas para obtener información regional y local. En los distintos países existen entidades dedicadas a obtener estas fotografías y se pueden tener tomas en varias fechas, antes y después de la ocurrencia de los deslizamientos estudiados. Se pueden obtener fotografías en blanco y negro, en colores, infrarrojas y una gama de tomas con sensores remotos, incluyendo imágenes de satélite y radar (Suárez Díaz, 1998).

Además de la información topográfica y geomorfológica, se pueden inferir la geología (tipo de roca, discontinuidades estructurales, localización de coluviones) y detalles de la historia del sitio tales como rellenos, cortes o deslizamientos antiguos. Otra utilización de las fotografías aéreas es la

clasificación del terreno en áreas homogéneas; basados en la pendiente, material geológico, erosión e inestabilidad (Suárez Díaz, 1998).

2) *Estudio de los mapas geológicos y topográficos*

a) **Planos topográficos.** La mayoría de los planos topográficos existentes presentan información de las condiciones generales del terreno, pero su escala no es suficiente para el nivel de detalle requerido en los estudios de deslizamientos y lo más probable es que los mapas fueron elaborados antes de la ocurrencia de los deslizamientos, objeto del estudio. Generalmente, se requiere realizar planos topográficos diseñados específicamente para el proyecto (Suárez Díaz, 1998).

En los planos topográficos se pueden detectar los deslizamientos de acuerdo al procedimiento siguiente:

- La presencia de escarpes (línea de nivel muy cercanas) que cambian de dirección y la presencia de esquemas no - simétricos de estas depresiones pueden corresponder a zonas de deslizamientos que han ocurrido o están ocurriendo.
- Líneas discontinuas o cambios bruscos de dirección de vías, líneas de transmisión eléctricas, de canales o cuerpos de agua pueden coincidir con deslizamientos activos (Suárez Díaz, 1998).

En el plano topográfico se pueden identificar, además, los sitios de deslizamiento, canales de flujo o zonas de acumulación (Suárez Díaz, 1998).

b) **Mapas geológicos.** Aunque el mapa geológico en sí puede no especificar la presencia de deslizamientos o terrenos susceptibles a movimientos del talud, esta información puede inducirse por la relación estrecha que existe entre la Geología y la inestabilidad de los taludes (Suárez Díaz, 1998).

Generalmente, un caso de deslizamiento no se presenta solo, sino que es un evento dentro de una serie de eventos que han ocurrido, están ocurriendo y ocurrirán en la misma formación geológica y topográfica (Suárez Díaz, 1998).

Los geomorfólogos pueden dividir áreas regionales en unidades regionales dentro de las cuales el origen y caracterización de los materiales son similares y los suelos son aproximadamente los mismos, las formas del terreno son parecidas y el clima es idéntico. Dentro de cada zona así definida ocurren, generalmente, los mismos tipos de deslizamiento y los mecanismos de falla de los taludes son muy similares (Suárez Díaz, 1998).

Con los mapas geológicos se pueden obtener los parámetros geotécnicos básicos y con los topográficos se pueden conocer las pendientes, accidentes, presencia de cambios de pendiente, sistemas de drenaje y geomorfología. Es importante obtener planos en escalas diferentes para determinar los elementos regionales y locales que puedan afectar el comportamiento geotécnico de los suelos. Adicionalmente, se deben consultar los planos agrícolas, geomorfológicos, de lluvias, isotérmicos, etc., que se encuentren disponibles (Suárez Díaz, 1998).

c) Mapas agrícolas. Los estudios agrícolas presentan un concepto tridimensional sobre la extensión horizontal y el perfil vertical de cada unidad de suelo. Adicionalmente, se encuentran ensayos de composición química y PH que son de gran ayuda en la identificación del tipo de suelo presente en el sitio. En algunos planos aparece la profundidad hasta la roca, distribución, granulométrica y ensayos especiales (Suárez Díaz, 1998).

3) Visita de reconocimiento. Previamente a la visita de campo se debe realizar un análisis general de la información existente y definir claramente el área de interés. El área a visitar debe incluir los taludes afectados o que se requiere analizar y las regiones adyacentes que pueden contribuir en las causas de los movimientos (Suárez Díaz, 1998).

Los usos de la tierra, la irrigación para agricultura y otros factores en sitios aledaños pueden tener influencia determinante. Algunos deslizamientos pueden originarse en un sitio y trasladarse distancias importantes, ladera abajo y se requiere analizar no solamente las áreas donde se producen, sino también las áreas que pueden ser afectadas, abajo del deslizamiento propiamente dicho (Suárez Díaz, 1998).

La visita ofrece una visión tridimensional y se puede obtener una cantidad muy grande de información. Se obtiene el tipo o clasificación de los movimientos, sistemas de agrietamiento, tipo de suelo, afloramiento de agua y al final de la visita con mucho “sentido común”, se puede tener una visión global que puede equivaler a más del 50% de la solución del problema planteado (Suárez Díaz, 1998).

Se recomienda examinar los patrones regionales y locales de la topografía para localizar elementos anormales tales como valles truncados, cambios bruscos de pendiente, vegetación o estructura de la superficie del terreno (Suárez Díaz, 1998).

El Geólogo debe mapear y tomar información de las exposiciones de roca, sistemas de drenaje de aguas superficiales, depósitos superficiales y estructura geológica. El reconocimiento geológico debe dedicarle gran atención a detalles tales como agrietamientos de la superficie del terreno, depresiones, árboles inclinados y nacimientos de agua (Suárez Díaz, 1998).

Es importante investigar la propiedad de la tierra y la necesidad de permisos para los estudios detallados. Después de la visita se requiere re-estudiar la información geológica, topográfica, etc. y se puede organizar un programa de ensayos y estudios en detalle (Suárez Díaz, 1998).

4) Estudio topográfico. La topografía de un sitio de deslizamiento produce información básica para el análisis de los movimientos. Los reconocimientos preliminares utilizan los planos topográficos existentes o las fotografías aéreas. Sin embargo, se requiere un detalle topográfico para localizar muchos elementos críticos, los cuales pueden estar enmascarados por la vegetación (Suárez Díaz, 1998).

Los levantamientos topográficos tienen los siguientes objetivos:

- Establecer controles en tierra para el mapeo fotogramétrico y la instrumentación.
- Obtener detalles topográficos, especialmente de aquellos factores ocultos por la vegetación.
- Determinar los perfiles topográficos para los análisis de estabilidad.

- Establecer un marco de referencia sobre el cual puedan compararse los movimientos futuros del terreno (Suárez Díaz, 1998).

Se pueden utilizar todas las técnicas existentes para levantamientos, de acuerdo a la necesidad y la disponibilidad de los equipos. Es necesario identificar los cambios que ha sufrido la topografía con el tiempo, comparando la topografía y las fotografías aéreas del sitio y de las áreas vecinas tomadas antes y después de los deslizamientos (Suárez Díaz, 1998).

5) Investigación geotécnica detallada. El área a investigar depende del tamaño del proyecto y de la extensión de los factores geológicos y topográficos que afectan el problema a estudiar. Cuando se buscan movimientos potenciales que no se han desarrollado, el área a investigar no se puede determinar por adelantado (Suárez Díaz, 1998).

El área a estudiar debe ser lo más extensa posible, así:

- Los deslizamientos deben relacionarse con áreas estables a su derredor.
- Los deslizamientos son en general mucho más extensos que lo que se sospecha inicialmente.
- Como regla general el área a estudiar debe ser al menos el doble del área que, se presume, comprende el problema.
- El área debe incluir las fuentes de agua subterránea y superficial y las estructuras geológicas que puedan afectar la estabilidad (Suárez Díaz, 1998).

Los sondeos deben profundizarse hasta identificar los materiales estables por debajo de los movimientos reales o potenciales. Las especificaciones de los estudios deben ser flexibles para permitir la adición de cantidades suficientes de sondeo que con mucha frecuencia se van a requerir. El periodo de estudio debe incluir periodos lluviosos y secos y por lo menos debe tenerse información de un año de duración, aunque es común que los fenómenos climáticos críticos tarden 10 a 20 años en repetirse en su máxima actividad (Suárez Díaz, 1998).

Todo talud debe diseñarse para algo más que las peores condiciones climáticas que se esperen, de lo contrario se puede llegar a conclusiones optimistas que tienen un nivel muy alto de riesgo (Suárez Díaz, 1998).

a) **Descripción de suelos y rocas.** La descripción de los materiales debe incluir:

- Color
- Tamaño de granos y otros detalles de la textura,
- Grado de descomposición,
- Grado de desintegración (Microfracturación),
- Resistencia,
- Nombre del suelo o roca,
- Otras características tales como fragilidad, etc.
- Tamaño, angulosidad, porcentaje y distribución de las partículas más duras,
- Espaciamiento y naturaleza de las discontinuidades (caracterización de las juntas).
- Estructura geológica (Suárez Díaz, 1998).

Es de gran importancia en rocas y en suelos residuales, realizar la caracterización de los sistemas de juntas. En esa caracterización se debe incluir el rumbo, dirección y ángulo de buzamiento estimativo de resistencia, espaciamiento de las juntas, tipo y características de relleno entre las juntas y características de la roca a lado y lado de la junta (Suárez Díaz, 1998).

b) **Geología**

i. **Mapas geológicos.** El propósito de los mapas geológicos es documentar las características de la superficie del terreno para proyectar las condiciones del subsuelo. Un mapa geológico es una representación artística de la geología del sitio. Los mapas en el caso de deslizamientos deben mostrar las características del material en la superficie del terreno y determinar claramente si se trata de roca sana o meteorizada, suelo residual coluviones o aluviones. Además, se deben presentar los detalles

de la estructura y las características del drenaje superficial y subterráneo (Suárez Díaz, 1998).

ii. **Detalles de los deslizamientos.** Los detalles de la superficie del terreno son generalmente la clave para entender las causas y procesos de deslizamientos. Los bordes del deslizamiento pueden ser una serie de agrietamientos subparalelos y levantamientos que marcan una zona de corte y con el tiempo las grietas y levantamientos pueden generar una sola grieta continua (Suárez Díaz, 1998).

6) **Sondeos geotécnicos.** La exploración subsuperficial incluye sondeos, ensayos de campo y ensayos geofísicos. La investigación debe planearse en la siguiente forma:

- Definir con anticipación la geología del terreno para poder determinar el tipo y característica de la investigación.
- Determinar los sistemas de investigación subsuperficial.
- Determinar localización, espaciamiento y profundidades de sondeos.
- Determinar frecuencia y tipo de muestras (Suárez Díaz, 1998).

Los objetivos generales de los sondeos son:

- Identificar y caracterizar las formaciones más débiles que pueden afectar el movimiento.
- Identificar las formaciones más resistentes que pueden limitar la extensión de la zona de falla.
- Localizar niveles de agua subterránea, presiones y características del agua.
- Identificar la distribución subsuperficial de materiales.
- Cuantificar las propiedades físicas de los materiales (humedad, gradación, plasticidad, resistencia al corte y otras propiedades) para emplearlos posteriormente en el análisis de estabilidad.
- Realizar ensayos de campo, tales como penetración, veleta, etc.
- Desarrollar ensayos geofísicos (Suárez Díaz, 1998).

Se pueden utilizar apiques manuales, zanjas de exploración, sondeos manuales o sondeos mecánicos. El espaciamiento de los sondeos depende del tamaño y características del movimiento (Suárez Díaz, 1998).

Para una zona donde se sospecha pueda ocurrir un movimiento se sugiere un sistema de cuadrícula de sondeos, y donde ya ocurrió el deslizamiento se requieren sondeos por dentro y por fuera del movimiento (Suárez Díaz, 1998).

Tabla 9 Métodos de sondeos

Categoría	Aplicaciones	Limitaciones
Penetrómetros de cono	Da información de espesores de suelo suelto y profundidades de roca y provee información general sobre la calidad de los mantos de suelo.	No se obtienen muestras ni se identifican los estratos.
Augers	Permite definir el perfil estratigráfico en suelos granulares y algunos tipos de arcilla.	Las muestras son alteradas y la penetración en suelos duros es muy difícil.
Apiques	Permiten el examen visual de los estratos, condiciones del nivel freático, interfase suelo – roca, discontinuidades y superficies de ruptura.	Hay limitaciones de profundidad y en ocasiones la estabilidad de las paredes es crítica. Puede ser imposible de realizar por debajo del nivel freático.
Penetración estándar	Método rápido y eficiente de determinar la resistencia de los materiales y al mismo tiempo recuperar las muestras.	Las muestras son alteradas y en materiales muy duros se produce rechazo.
Sondeo rotación	a Se obtienen muestras inalteradas de suelo o roca.	Se requiere analizar las muestras en el laboratorio para determinar su resistencia.

(Suárez Díaz, 1998)

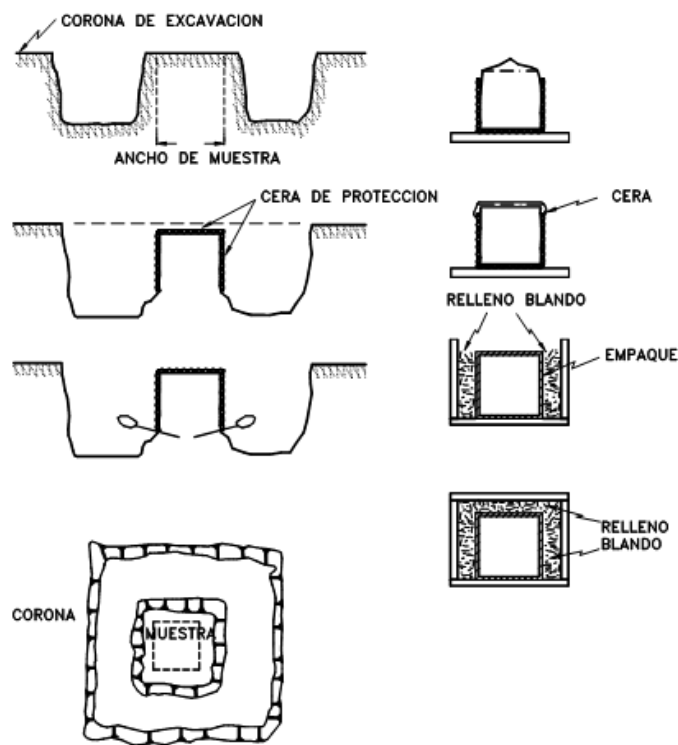
7) **Muestreo.** De los sondeos se pueden obtener dos tipos generales de muestras:

- a) **Muestras alteradas.** Son utilizadas para ensayos de clasificación de los suelos. Estas muestras se pueden obtener empleando muestreador de tubo partido (Suárez Díaz, 1998).
- b) **Muestras inalteradas.** Aunque no es posible obtener muestras totalmente inalteradas, existen métodos para minimizar el grado de alteración. Estas muestras se utilizan para realizar ensayos de resistencia y compresibilidad y determinar las propiedades de los suelos (Suárez Díaz, 1998).

Las muestras inalteradas se obtienen generalmente, en forma manual en un apique, o en un sondeo con tubo de pared delgada y ellos deben cumplir las siguientes condiciones:

- No deben contener distorsión visible de la estratificación.
- La longitud de la muestra recuperada no debe ser menor del 95% de la longitud muestreada. La distorsión anular del área de sección del muestreador debe ser menos del 15% del área total del muestreado, lo cual equivale a que la pared del muestreador debe ser lo más delgada posible (Suárez Díaz, 1998).

Figura 25 Toma de muestras inalteradas en apique



(Suárez Díaz, 1998)

El tamaño de las muestras debe ser de un ancho de al menos seis veces el tamaño máximo de la partícula pero generalmente, no son mayores de 200 milímetros, debido a que los bloques muy grandes son pesados para transportar sin riesgo de daño. Los suelos muy sensitivos deben colocarse en cajas protectoras inmediatamente después de cortados, agregándoles coberturas de parafina. Las caras expuestas deben sellarse para impedir su

secamiento. En ocasiones se utilizan muestreadores de gran tamaño o cortadores hincados a mano (Suárez Díaz, 1998).

Las muestras de roca se obtienen utilizando muestreadores de núcleo, el cual consiste en un anillo hueco con dientes cortantes, usualmente de Tungsteno o Diamante, diseñados para fragmentar el área anular, perimetral, a la circunferencia del hueco. Los sondeos también pueden emplearse para la instalación de piezómetros e inclinómetros que permiten la recolección de información muy valiosa (Suárez Díaz, 1998).

La calidad de las muestras es un factor muy importante para que los resultados de los ensayos sean confiables. Sin embargo, como puede verse en la siguiente tabla, en algunos tipos de investigación se pueden obtener muestras de baja calidad para obtener información general de los perfiles de suelo (Suárez Díaz, 1998).

Tabla 10 Clases de calidad de muestreo

Clase de calidad	Propósito	Propiedades del suelo que se podrían obtener	Procedimiento típico de muestreo.
1. Completamente inalterada	Datos precisos de laboratorio para la utilización en análisis detallado. En suelos sensitivos	Parámetros de resistencia total y efectiva. Compresibilidad Densidad Porosidad Contenido de agua	Muestreador de pistón de pared delgada con balance de agua. Muestreador de triple tubo con enrasador de espuma de aire. Bloques tallados a mano.
2. Inalterada	Datos precisos de laboratorio para la utilización en análisis detallado. En suelos no sensitivos	Fábrica Propiedades inalteradas o remoldeadas del suelo	Muestreador hincado de pared delgada con balanza de agua. Muestreador de triple tubo con enrasador de agua.
3. Semialterada	Examen de la fábrica y algunos ensayos de laboratorio los cuales no se recomienda utilizar en análisis detallado	Contenido de agua Fábrica Propiedades remoldeadas del suelo	Muestreador de pared delgada hincado. Muestreador SPT
4. Alterada	Secuencia general de la fábrica y propiedades muy generales de los suelos	Propiedades remoldeadas del suelo	Muestras sin tubo.
5. Lavada	Secuencia muy aproximada de la fábrica	Ninguna propiedad	Muestras tomadas con lavado.

(Suárez Díaz, 1998)

8) *Perfiles de sondeo*. Se pueden realizar perfiles de sondeo por medio de descripción de las muestras obtenidas o utilizando equipos que miden las propiedades del suelo o roca, directamente en el sondeo, mediante observación, utilizando cámaras o mediante ensayos de resistividad eléctrica, radiación, densidad por absorción nuclear, contenido de agua por reacción del ion hidrógeno y respuesta a onda de sonido o impulso (Suárez Díaz, 1998).

H. TIPOS Y CAUSAS DE MOVIMIENTOS EN TALUDES

1. **PROCESO DE FALLA.** Un talud es una superficie de terreno expuesta situada a un ángulo con la horizontal.

La falla de un talud está definida en términos de derrumbes de todo tipo, afectando estructuralmente el talud, al extremo de no ser aceptado como estable desde el punto de vista de los ingenieros (Suárez Díaz, 1998).

Al clasificar los deslizamientos se pretende identificar y describir las masas de suelo que se presentan movimientos relativos. Se clasifican los movimientos principalmente por características geomofológicas, y solamente algunos de ellos incluyen consideraciones mecánicas o puramente geológicas (Suárez Díaz, 1998).

Según las caracterizaciones mecánicas, geológicas y geotécnicas, se consideran cuatro etapas diferentes en la clasificación de los movimientos (Suárez Díaz, 1998):

- Etapa de deterioro o antes de la falla donde el suelo es esencialmente intacto.
- Etapa de falla con la formación de una superficie de falla o el movimiento de una masa importante de material.
- La etapa post-falla que abarca los movimientos de la masa involucrada en un deslizamiento desde el momento de la falla hasta el preciso instante donde detiene completamente.
- La etapa de posible reactivación, donde pueden ocurrir movimientos que pueden considerarse como una nueva falla, e incluye las tres etapas anteriores (Suárez Díaz, 1998).

a. Etapa de deterioro. El deterioro consiste en la alteración física y química de los materiales y su posterior desprendimiento o remoción. Incluye la alteración mineral, los efectos de relajación y la abrasión o desgaste. Las fracturas son importante en la destrucción de la superficie que puede llevar a caídos de roca o colapso del talud (Suárez Díaz, 1998):

El deterioro, al pasar el tiempo puede ocasionar que se necesite dar mantenimiento al talud o construir obras que ayuden a la estabilización de este. Regularmente al deterioro se le presta muy poca atención al momento del diseño del talud y estructuras estabilizadoras y el énfasis se dirige a evitar las fallas profundas, sin a evitar los fenómenos anteriores a la falla (Suárez Díaz, 1998).

Si un talud se corta, para la construcción de una vía o de una obra de infraestructura, se ocasiona una relajación de los esfuerzos de confinamiento y una exposición al medio ambiente, acelerando más el proceso de deterioro. La clasificación de los modos comunes de deterioro incluye los siguientes tipos (Suárez Díaz, 1998):

1) Caída de granos. Consiste en la caída de granos individuales de la masa de roca, posterior a la desintegración física de los mismos. La magnitud de este movimiento depende de la resistencia de las uniones intergranulares y las microgrietas relacionadas con los granos. Este fenómeno causa un debilitamiento general del material de roca, aunque no representa una amenaza en sí misma pero puede llevar a perder soporte y ocasionar un colapso en pequeña escala. Además, los finos pueden sedimentarse y producir depósitos dentro de las estructuras de drenaje. Una solución fácil y efectiva es la limpieza de los residuos en el pie del talud y el cubrimiento con técnicas de bioingeniería, concreto lanzado y refuerzo local, donde se tenga el riesgo de colapso (Suárez Díaz, 1998).

Figura 26 Caída de granos



(Suárez Díaz, 1998).

2) **Descascaramiento.** Es la caída de cáscaras de material de la masa de roca. Las cáscaras se asemejan a láminas con una dimensión significativamente menor a las otras dos dimensiones. Los fragmentos en forma de láminas no son grandes y no forman parte de una amenaza significativa, pero se puede producir un depósito de sedimentos en el pie del talud. Este fenómeno puede reflejar la litología, fisilidad o la penetración de la meteorización en el talud (Suárez Díaz, 1998).

Figura 27 Descascaramiento



(Suárez Díaz, 1998).

3) **Formación, inclinación y caída de losas de roca.** Consiste en la formación, o pequeñas placas con una dimensión mínima de 50 mm, donde puede existir deslizamiento y rotación o pandeo. Regularmente, en esta etapa ocurren fracturas a tensión paralelas a la superficie del talud, seguidas por la pérdida de soporte (Suárez Díaz, 1998).

En esta etapa pueden llegar a caer grandes bloques de material y pueden significar una amenaza importante, dañando los canales de drenaje, cercas, pavimentos o puede crear taludes negativos. Las inclinaciones pueden considerarse como un proceso de deterioro o como un movimiento del talud (Suárez Díaz, 1998).

Para mejorar esto, se pueden construir gradas o escaleras, refuerzos con pernos, estructuras de contención o bermas intermedias(Suárez Díaz, 1998).

Figura 28 Inclinación y caída de losas



(Suárez Díaz, 1998).

4) Caídas de bloques. La caída se puede ocasionar únicamente por gravedad, en forma ocasional, bloques individuales de roca de cualquier dimensión, produciendo un deterioro en la estructura del talud. Es difícil de predecir la amenaza debido al gran rango de tamaños que pueden caer y especialmente los bloques grandes pueden causar daño estructural. En ocasiones caen rodando y saltando, pudiendo llegar a recorrer grandes distancias (Suárez Díaz, 1998).

Estos caídos forman parte de los caídos de roca en la clasificación general de movimientos en taludes. Una solución para este problema es la utilización de mallas de acero, mampostería, concreto lanzado o construcción de gradas (Suárez Díaz, 1998).

Figura 29 Caída de bloques



(Suárez Díaz, 1998).

5) *Desmoronamiento del talud*. Produce la caída de bloques de diversas dimensiones en forma semicontinua. Puede causar una amenaza significativa y crear grandes acumulaciones de detritos en el pie del talud (Suárez Díaz, 1998).

El desmoronamiento general del talud ocasiona la caída de bloques de diferentes tamaños en forma semicontinua. Puede llegar a causar una amenaza significativa y crear grandes acumulaciones de detritos en el pie del talud. Las áreas con desintegración severa pueden requerir soporte total o disminuir el ángulo de inclinación del talud (Suárez Díaz, 1998).

Una solución para este problema es la construcción de gradas, trampas para detritos, colocación de mallas, cercas protectoras o construir estructuras de submuración en mampostería o concreto lanzado. Los bloques grandes pueden necesitar ser asegurados con pernos, anclajes o cables (Suárez Díaz, 1998).

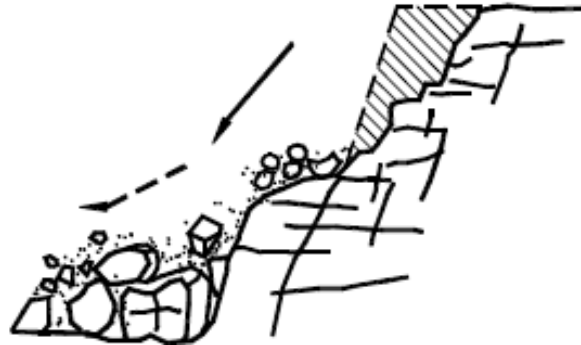
Figura 30 Desmoronamiento



(Suárez Díaz, 1998).

6) **Caídos de roca.** La caída de muchos bloques de roca en un solo evento se ocasiona debido a un debilitamiento de la masa de roca, debido a la fragmentación y a la falta de soporte lateral. El volumen de la falla depende de los diversos planos de discontinuidad y puede cubrir en un solo momento varios planos, teniendo la llamada “falla en escalera”(Suárez Díaz, 1998).

Figura 31 Caídos de roca



(Suárez Díaz, 1998).

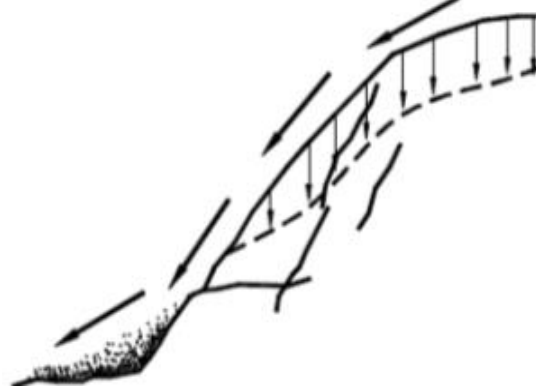
7) **Lavado superficial o erosión.** La erosión comprende el proceso de desprendimiento, transporte y depositación de partículas o masas pequeñas de suelo o roca debido a las fuerzas generadas por el movimiento del agua. El flujo puede llegar a concentrarse en canales produciendo surcos y cárcavas (Suárez Díaz, 1998).

Las gotas de agua de lluvia pueden ayudar al proceso de desprendimiento de las partículas o granos. Posterior a esto, se puede llegar a producir sedimentación de materiales en el pie del talud (Suárez Díaz, 1998).

El proceso de erosión es muy común en suelos residuales poco cementados o en suelos aluviales, especialmente, los compuestos por limos y arenas finas principalmente, cuando se remueve la cobertura vegetal ha sido removida (Suárez Díaz, 1998).

Una solución a este problema es la construcción de obras de drenaje y de bioingeniería, concreto dental, concreto lanzado o modificaciones de la topografía del talud, las cuales incluyen movimientos de tierra (Suárez Díaz, 1998).

Figura 32 Lavado superficial



(Suárez Díaz, 1998).

La erosión se puede dividir en varios tipos, los cuales son los siguientes:

- a) **Erosión laminar:** El proceso de erosión laminar comienza con el impacto de las gotas de agua lluvia contra la superficie del suelo, y es aumentado por la fuerza de la escorrentía, produciendo un lavado de la superficie del terreno como un todo, sin formar canales definidos. Cuando las gotas de agua caen, estas levantan las partículas de suelo y las esparcen sobre la superficie del terreno. La velocidad de las gotas de lluvia pueden llegar a alcanzar valores hasta de 10 metros por segundo y su efecto es muy grande sobre las superficies de talud expuestas y sin cobertura vegetal. El fenómeno es particularmente grave cuando la pendiente del talud es grande, como los cortes en obras viales (Suárez Díaz, 1998).

Imagen 11 Erosión laminar



(FAO, 2012).

b) **Erosión en surcos:** Los surcos de erosión se forman por la concentración del flujo del agua en caminos definidos, arrastrando las partículas y dejando canales de poca profundidad, generalmente paralelos. El agua de escorrentía fluye sobre la superficie de un talud, y conforme pasa va levantando y arrastrando partículas de suelos formando surcos. Los surcos forman una compleja micro red de drenaje que puede ampliarse a través de la unión de surcos vecinos, los cuales a su vez se profundizan o amplían formando cárcavas en forma de V que pueden transformarse a forma de U (Suárez Díaz, 1998).

Al principio la cárcava alcanza una mayor profundidad hasta que llega a alcanzar una superficie de equilibrio, la cual depende de las características hidráulicas y geológicas. Después se inicia un proceso de avance lateral por medio de deslizamientos de los taludes semiverticales producto que son producto de la erosión. Los fenómenos hidráulicos y la resistencia del material a la erosión determinan la profundidad y la velocidad con que se expande la erosión. Generalmente los surcos de erosión se pueden estabilizar con prácticas de agricultura (Suárez Díaz, 1998).

Imagen 12 Erosión de surcos



(Michelena, 2012).

c) **Erosión en cárcavas:** Las cárcavas son el estado más avanzado de erosión y se caracterizan por su profundidad, la cual facilita el avance lateral y frontal debido a los desprendimientos de masas de material en los

taludes de alta pendiente que forman el perímetro de la cárcava (Suárez Díaz, 1998).

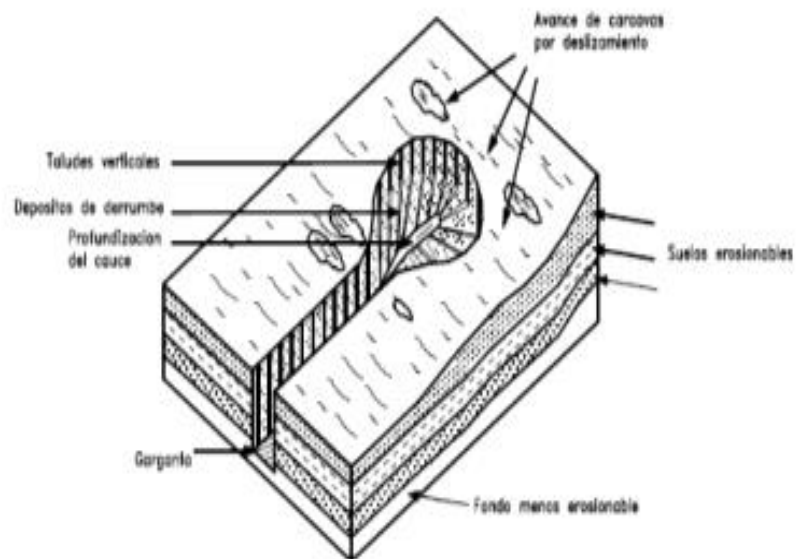
Las cárcavas al inicio tienen una sección con forma de V, pero cuando el flujo encuentra un material más resistente o cuando se intercepta el nivel freático, se extienden lateralmente, tomando forma en U (Suárez Díaz, 1998).

Imagen 13 Sistemas de cárcavas mayores



(FAO, 2012).

Figura 33 Esquema general de cárcava de erosión



(Suárez Díaz, 1998).

d) **Erosión interna (Piping):** El agua cuando fluye por ductos concentrados dentro del suelo produce erosión interna, la cual origina derrumbes o colapsos que pueden llegar a generar un hundimiento del terreno o la formación de una cárcava (Suárez Díaz, 1998).

Imagen 14 Erosión interna (Piping)



(Farrar, 2012).

e) **Erosión por afloramiento de agua:** En sitios de afloramiento de agua se puede dar un tipo de erosión donde se forman pequeñas cavernas o taludes negativos, los cuales pueden producir desprendimientos de masas de suelo (Suárez Díaz, 1998).

Imagen 15 Erosión por afloramiento de agua

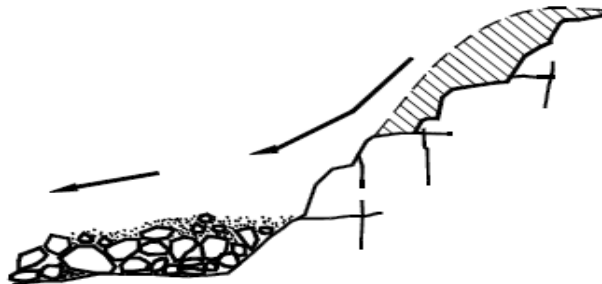


(Arjona, 2010).

8) *Flujo de detritos*. Consiste en el desprendimiento y transporte de partículas finas y gruesas en una masa de agua y granos de suelo en forma de flujo seco o saturado. Los flujos de detritos son impredecibles, mueven grandes volúmenes de material y pueden llegar a ser una amenaza moderada a alta (Suárez Díaz, 1998).

Es necesario hacer un análisis diferente de cada caso para tratarlo. En general no son considerados como procesos de deterioro sino como deslizamientos. Sin embargo, pueden generar grandes deslizamientos del macizo al producir cambios topográficos importantes en el talud (Suárez Díaz, 1998).

Figura 34 Flujo de detritos

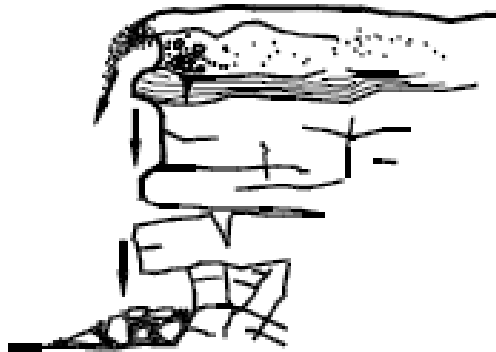


(Suárez Díaz, 1998).

9) *Colapso*. Este proceso consiste en el colapso de bloques independientes de gran tamaño debido a la falta de soporte vertical. El tamaño de los bloques es mayor a 500 mm e incluyen los taludes negativos. Esta etapa representa una amenaza muy grande, de acuerdo a su tamaño y potencial de colapso (Suárez Díaz, 1998).

Algunas soluciones a este problema son la submuración, concreto dental, estructuras de refuerzo, y otras estructuras de retención (Suárez Díaz, 1998).

Figura 35 Inclinación



(Suárez Díaz, 1998).

10)Disolución. Este proceso, como su nombre lo indica, consiste en la disolución de materiales solubles en agua que puede ser acelerado por las condiciones locales, especialmente la presencia de aguas agresivas. Puede producir cavidades internas que podrían colapsar o formar cárcavas kársticas. Como tratamiento se sugiere la inyección o relleno de las cavidades o la construcción de estructuras de puente(Suárez Díaz, 1998).

Figura 36 Disolución



(Suárez Díaz, 1998).

11)Expansión y contracción. En los suelos arcillosos se pueden producir cambios de volumen debido a los cambios de humedad, los cuales dependen de la capacidad de succión del material. Estos cambios de volumen (expansiones y contracciones) producen agrietamientos y cambios en la estructura del suelo generalmente, con pérdida de la resistencia al cortante (Suárez Díaz, 1998).

Este proceso de cambio de volumen se puede disminuir evitando los cambios de humedad o disminuyendo el potencial de expansión utilizando procedimientos físicos y químicos como es la adición de cal (Suárez Díaz, 1998).

Imagen 16 Arcilla agrietada por esfuerzos de expansión y contracción



(Freepik, 2011).

12) Agrietamiento cosísmico. Las actividades sísmicas pueden producir agrietamientos especialmente en los materiales rígidos y frágiles, siendo menores sus efectos en materiales flexibles. Los agrietamientos cosísmicos llegan a debilitan considerablemente la masa de talud y contribuyen a la formación de superficies potenciales de falla. El agrietamiento cosísmico llega a disminuir cuando existe buen refuerzo subsuperficial con raíces de la cobertura vegetal. La vegetación contribuye considerablemente a la estabilidad del suelo, ya que esta ayuda a mantener la consistencia de la masa de suelo (Suárez Díaz, 1998).

Imagen 17 Agrietamiento después de un sismo en Mejjicali, Baja California



(Heras & Aragón, 2010).

13) Deformaciones por concentración de esfuerzos y fatiga. Cuando las masas de roca o suelo son sometidos a esfuerzos de compresión o cortante sufren deformaciones, las cuales aumentan con el tiempo dando origen a una especie de fatiga en dichos materiales. Un método muy efectivo para evitar o disminuir estas deformaciones es disminuir los esfuerzos sobre el suelo, construyendo estructuras de contención o refuerzo (Suárez Díaz, 1998).

14) Agrietamiento por tensión. La mayoría de los suelos tiene una resistencia a tensión muy baja y una generación de esfuerzos relativamente pequeños, especialmente arriba de la cabeza de los taludes y laderas, puede producir grietas de tensión, las cuales facilitan la infiltración de agua y debilitan la estructura de la masa de suelo permitiendo que se formen superficies de falla (Suárez Díaz, 1998).

2. CLASIFICACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS EN MASA

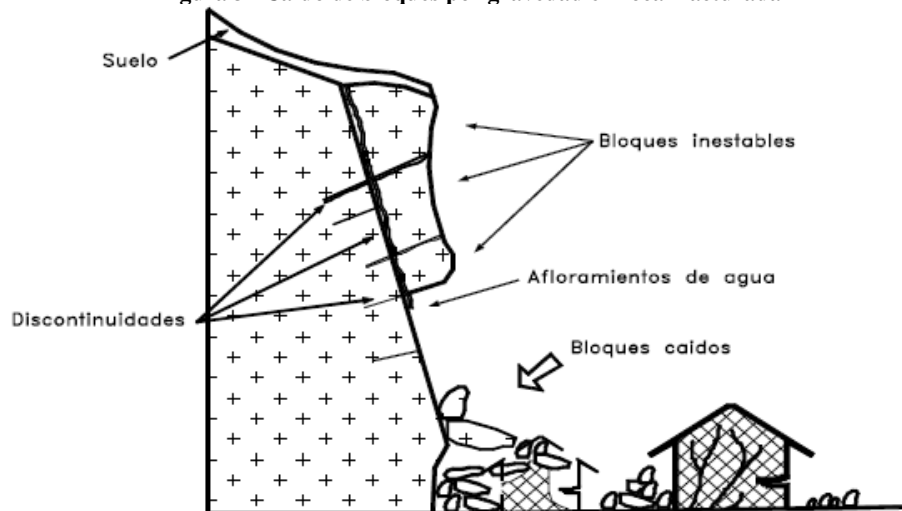
Varnes propuso un sistema para clasificar movimientos en masa, donde se tipifica los principales tipos de movimiento. Es muy difícil identificar cuando son movimientos propios del deterioro y cuando son componentes principales del movimiento del talud. A continuación se presentan los grupos clasificados con base en estos criterios (Suárez Díaz, 1998).

- a. Caído.** Los caídos se originan cuando una masa de cualquier tamaño se desprende de un talud dependiente fuerte, a lo largo de una superficie, en donde ocurre ningún o muy poco desplazamiento de corte y desciende principalmente, a través del aire por caída libre, a saltos o rodando (Suárez Díaz, 1998).

El movimiento es bastante rápido, pudiendo ser o no antecedido de movimientos menores que lleven a la separación progresiva o inclinación del bloque o masa de material (Suárez Díaz, 1998).

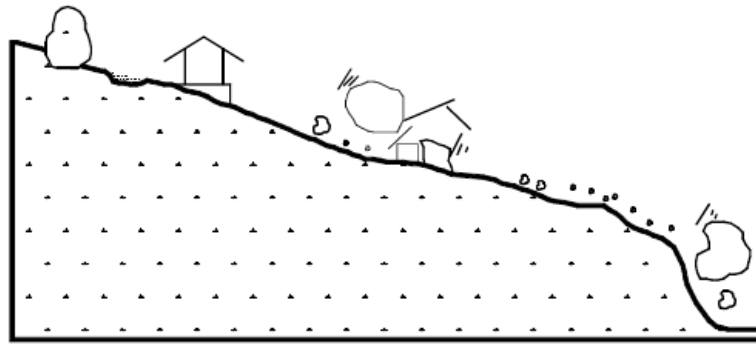
Los movimientos tienden a comportarse como caídos de caída libre cuando la pendiente superficial es de más de 75 grados. En taludes de ángulo menor regularmente, los materiales rebotan y en los taludes de menos de 45 grados los materiales tienden a rodar (Suárez Díaz, 1998).

Figura 37 Caído de bloques por gravedad en roca fracturada



(Suárez Díaz, 1998).

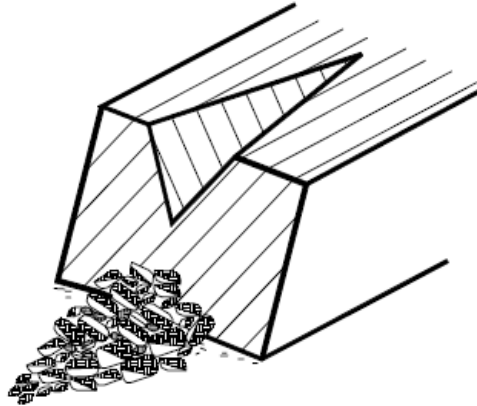
Figura 38 Caído de bloques rodando



(Suárez Díaz, 1998)

Los caídos de roca están compuestos de bloques de roca relativamente sana (Suárez Díaz, 1998).

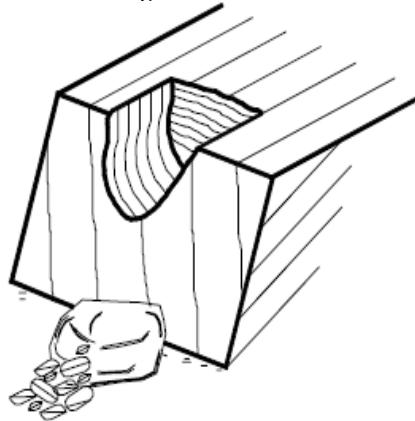
Figura 39 Caído de rocas



(Suárez Díaz, 1998).

Los caídos de residuos o detritos están compuestos por fragmentos de materiales pétreos y los caídos de tierra corresponden a materiales compuestos de partículas pequeñas de suelo o masas blandas (Suárez Díaz, 1998).

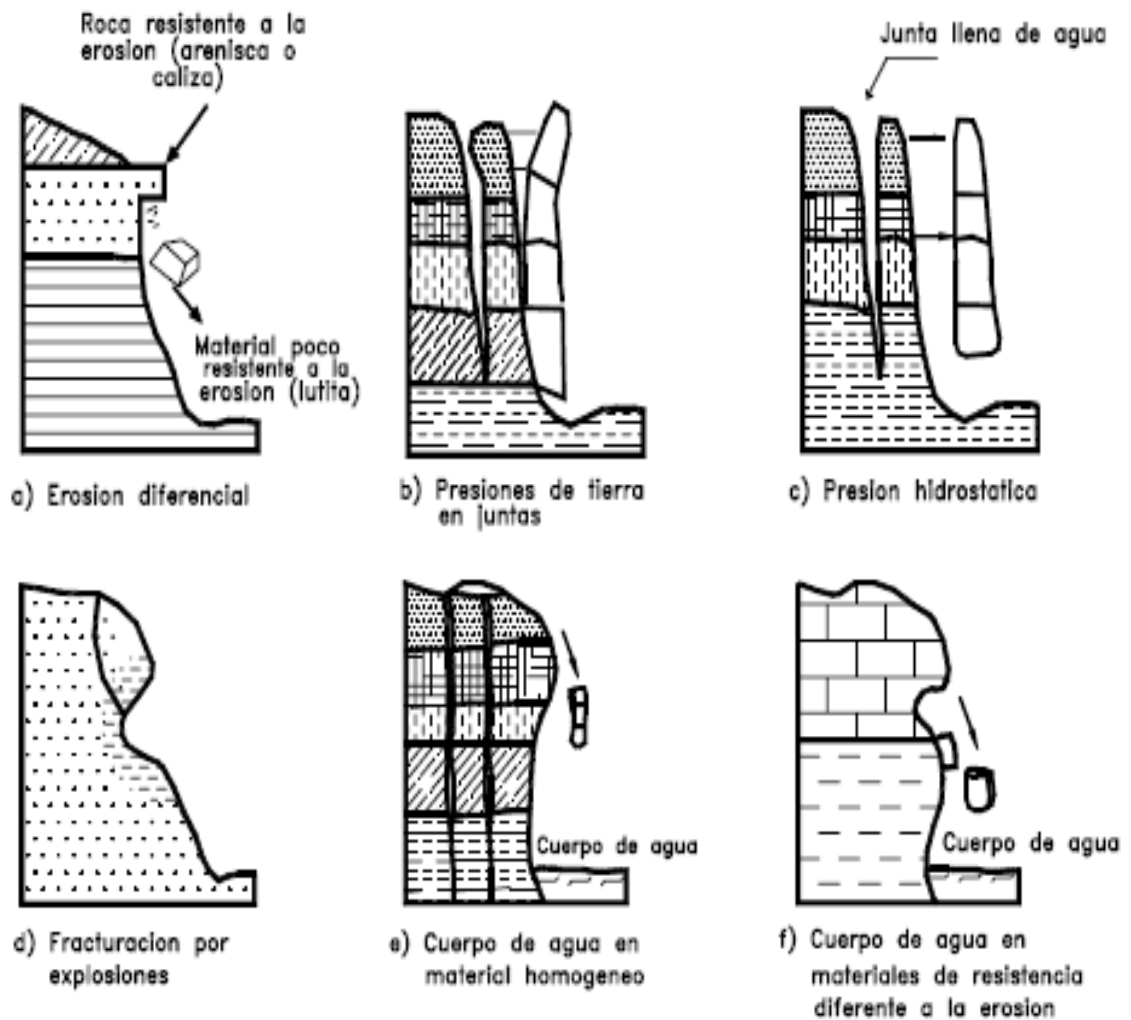
Figura 40 Caído de residuos



(Suárez Díaz, 1998).

Según Wyllie y Norrish (1996) algunos factores que causan el movimiento de los caídos de roca en California son la lluvia, la escorrentía, el viento, la roca fracturada, las fracturas planares adversas, el movimiento de los animales, la descomposición del suelo la erosión diferencial, las raíces de los árboles, los nacimientos de agua y las vibraciones de maquinaria industrial y vehículos. Además pueden ser incluidos los terremotos, los cortes de las vías, la explotación de materiales y las actividades antrópicas (Suárez Díaz, 1998).

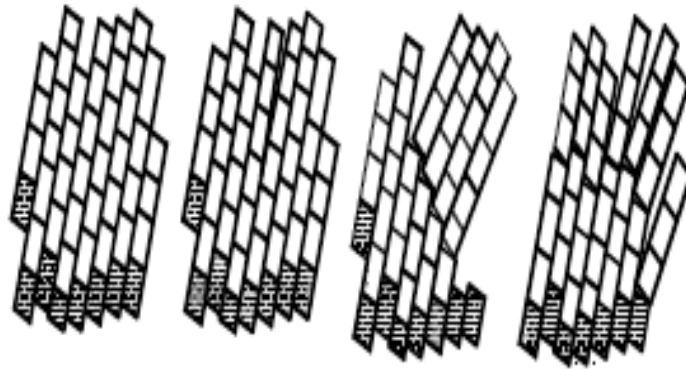
Figura 41 Algunos mecanismos de falla de caídos



(Suárez Díaz, 1998)

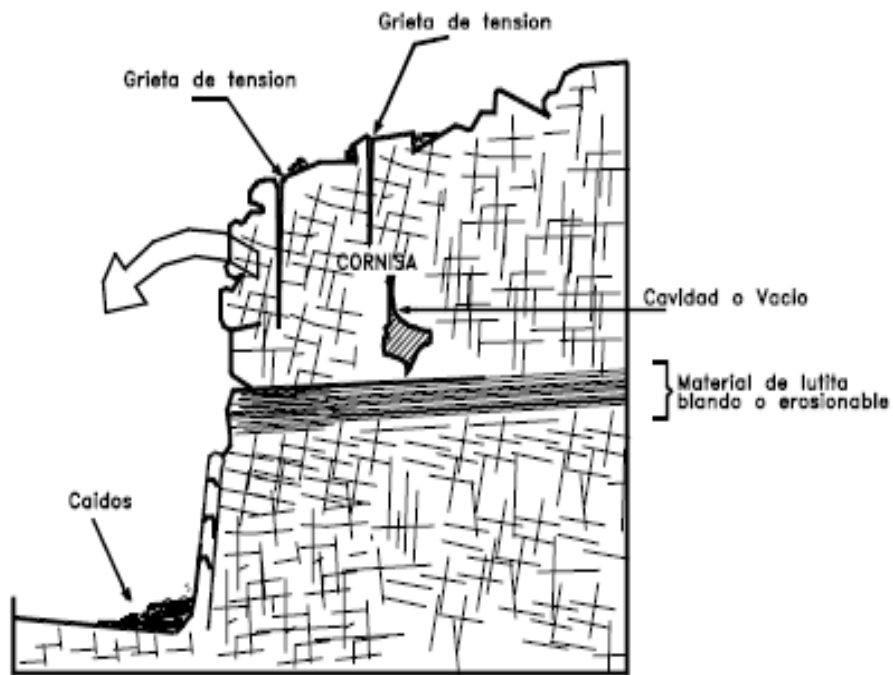
b. Inclinación o volteo. Este movimiento consiste en una rotación hacia adelante de una unidad o unidades de material térreo con centro de giro por abajo del centro de gravedad de la unidad. Regularmente ocurren en las formaciones rocosas (Suárez Díaz, 1998).

Figura 42 Proceso de falla del volteo



(Suárez Díaz, 1998)

Figura 43 Volteo o inclinación en materiales residuales



(Suárez Díaz, 1998)

Según las características geométricas y de estructura geológica, la inclinación puede o no terminar en derrumbes o en caídos. Las inclinaciones pueden variar de muy lentas a ser muy rápidas. Las características de la estructura de la formación geológica del terreno determinan la forma de ocurrencia de la inclinación (Suárez Díaz, 1998).

Figura 44 Desmoronamiento de un talud o falla en escalera generado por un volteo

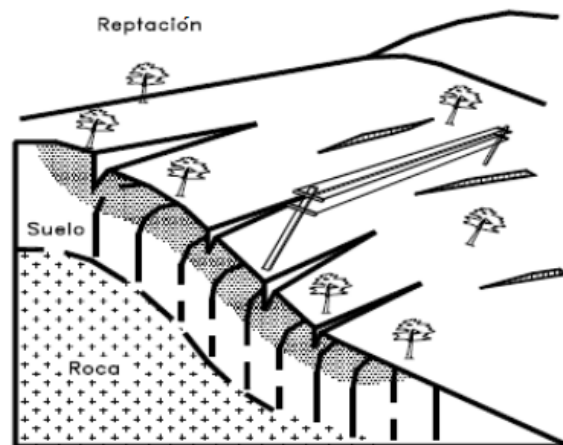


(Suárez Díaz, 1998)

c. **Reptación.** La reptación consiste en movimientos muy lentos o extremadamente lentos del suelo subsuperficial sin que tenga una superficie de falla definida. Regularmente, el movimiento es de unos pocos centímetros al año afectando a su vez a grandes áreas de terreno (Suárez Díaz, 1998).

Esto ocurre a causa de las alteraciones climáticas relacionadas con los procesos de humedecimiento y secado en suelos, regularmente, muy blandos o alterados. Después del proceso de reptación se tiene la posibilidad que ocurran movimientos más rápidos como los flujos o deslizamientos (Suárez Díaz, 1998).

Figura 45 Proceso de reptación



(Suárez Díaz, 1998)

d. **Falla por deslizamiento superficial.** Todo talud está sometido a fuerzas naturales que provocan que las partículas y porciones de suelo se deslicen hacia abajo. Este movimiento es más intenso cerca de la superficie inclinada del talud, debido a la falta de presión normal confinante que existe (Juarez & Rico, 1987).

Una consecuencia de este tipo de deslizamiento es que la porción de suelo mencionada anteriormente puede quedar sujeto a un flujo viscoso hacia abajo que generalmente se desarrolla con gran lentitud. El desequilibrio se puede producir en tres circunstancias (Juarez & Rico, 1987):

- Aumento de las cargas en la corona del talud.
- Disminución de la resistencia del suelo al esfuerzo cortante.
- Razones de conformación geológica, que no son tomadas en cuenta en un análisis local detallado. Esto ocurre en laderas naturales.

En laderas naturales, este tipo de deslizamiento es muy frecuente y peligroso. Generalmente ocurre en áreas importantes, y en muchas ocasiones sobrepasa los límites económicos, obligando al constructor a cambiar la localización de la obra que se desea construir, evitando un deslizamiento (Juarez & Rico, 1987).

Algunas acciones que ocurren en este tipo de deslizamientos y se pueden observar a simple vista son las siguientes (Juarez & Rico, 1987):

- Acumulación de suelos en las depresiones y valles y falta de estos en las zonas altas (Juarez & Rico, 1987).

Imagen 18 Acumulación de suelo en depresiones, por deslizamiento



(AVN, 2012).

- Inclínación de árboles y postes debido al arrastre producido por las capas superiores del terreno en donde están sembrados o enterrados (Juarez & Rico, 1987).

Imagen 19 Inclínación de los árboles debido a deslizamientos



(ALLPE, 2012).

- Movimiento relativo y ruptura de muros, bardas, cercos y estructuras similares (Juarez & Rico, 1987).

Imagen 20 Ruptura de piso y muros debido a deslizamiento de relleno



(UCR, 2009).

En varias investigaciones sobre el comportamiento triaxial de suelos arcillosos en pruebas drenadas, demuestran que su resistencia es función del tiempo que dura la prueba. La curva esfuerzo – deformación depende también del tiempo

que actúe sobre la muestra cada incremento de la carga. Para cargas pequeñas en comparación con su resistencia máxima las diferencias de deformación en tiempos distintos no son notables, pero cuando la carga es una fracción importante de la resistencia, la deformación axial crece mucho, si la carga se actúa largos periodos de tiempo. El efecto es importante cuando la carga aplicada es el cincuenta por ciento de la resistencia máxima, pero es notable para cargas bastante menores (Juarez & Rico, 1987).

Este fenómeno es muy importante en el deslizamiento, ya que los esfuerzos cortantes en la superficie del talud pueden actuar mucho tiempo sobre los materiales arcillosos (Juarez & Rico, 1987).

Imagen 21 Falla por deslizamiento superficial



(Dévoli & González, 2001)

e. Deslizamiento en laderas naturales sobre superficies de falla preexistentes. En laderas naturales ocurren movimientos de capas de suelo, que ya no son del tamaño de las capas mencionadas en el inciso anterior, sino que representan una fracción grande del talud. Este deslizamiento es un proceso de deformación bajo esfuerzo cortante en partes más profundas que llega muchas veces a producir una verdadera superficie de falla (Juarez & Rico, 1987).

Estos movimientos pueden ocurrir lentamente a tal punto de pasar desapercibido, pero si el proceso se acelera puede producir un deslizamiento de tierras. La estratigrafía del talud y el flujo estacional de agua en su interior pueden causar este tipo de deslizamiento (Juarez & Rico, 1987).

Un caso muy común y posiblemente el más sencillo es el que ocurre en laderas formadas por depósitos de talud sobre otros materiales firmes estratificados que siguen una inclinación aproximada a inclinación de la ladera. En estos casos se observan superficies de falla prácticamente planas, que siguen los contactos entre los depósitos de talud y los materiales más resistentes que sirven como apoyos (Juarez & Rico, 1987).

Este tipo de falla ocurre regularmente en materiales cohesivos, donde las fuerzas gravitacionales que actúan durante un largo tiempo, producen deformaciones grandes que llegan a generar la superficie de falla. Una vez generada la superficie de falla, la resistencia a lo largo de esta será la resistencia residual correspondiente a los materiales en contacto (Juarez & Rico, 1987).

Imagen 22 Falla por deslizamiento de arcilla sobre superficie de falla existentes

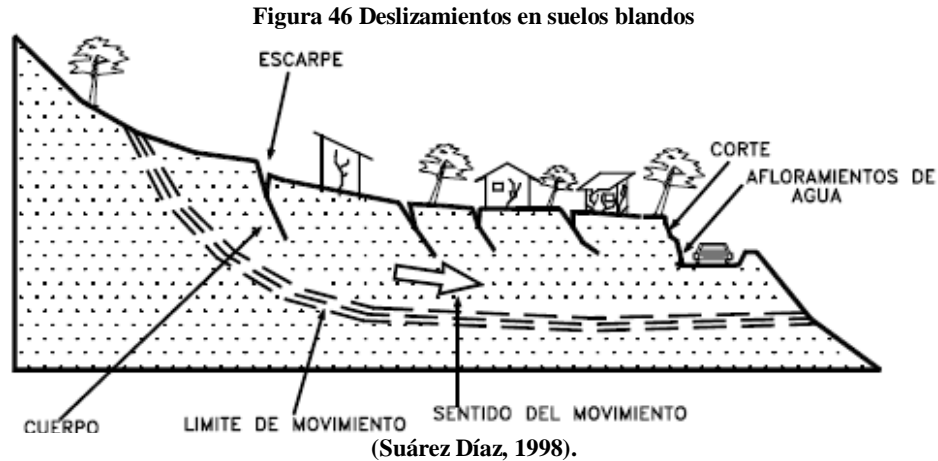


(Universidad Nacional de Colombia, 2011).

f. Deslizamiento por movimiento del cuerpo del talud. El deslizamiento es un movimiento que consiste en un desplazamiento de corte a lo largo de una o varias superficies, que se pueden detectar fácilmente o dentro de una zona relativamente delgada. El movimiento puede ser progresivo, es decir, que no se inicia simultáneamente a lo largo de toda la que sería la superficie de falla. Este fenómeno generalmente es llamado deslizamiento de tierras (Suárez Díaz, 1998).

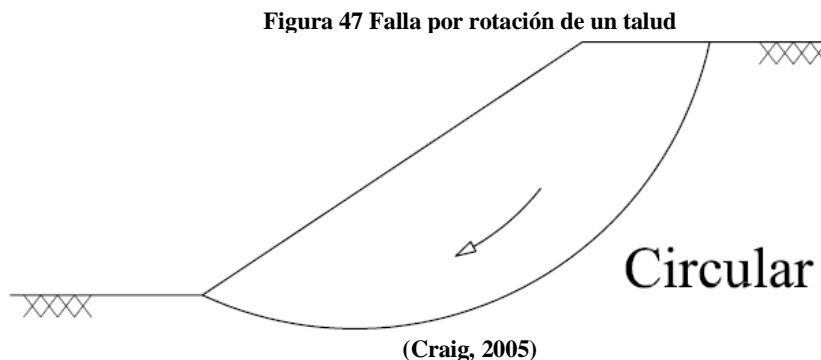
Los deslizamientos pueden ser de una sola masa que se mueve o pueden comprender varias unidades o masas semi-independientes (Suárez Díaz, 1998).

Los deslizamientos pueden obedecer a procesos naturales o a desestabilización de masas de tierra por el efecto de cortes, rellenos, deforestación, entre otros (Suárez Díaz, 1998).



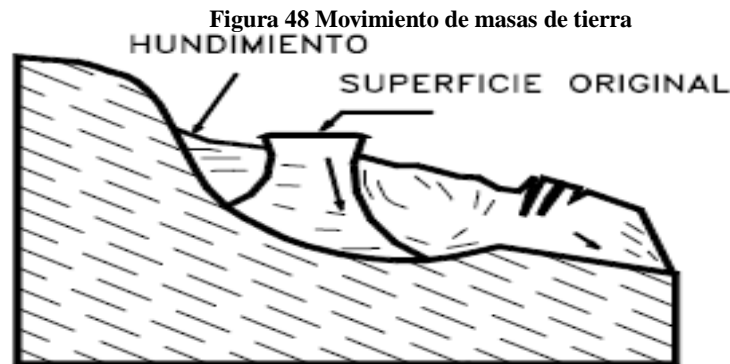
Los deslizamientos se pueden dividir en dos subtipos, según los cuales se puede definir el sistema de análisis y estabilización a emplearse (Suárez Díaz, 1998):

1) **Deslizamientos rotacionales:** Consiste en un deslizamiento con una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud. Esta superficie forma una traza con el plano del papel, que se puede asemejar fácil y confiablemente a una circunferencia. Estas fallas pueden presentarse pasando la superficie de falla por el pie del talud sin interesar el terreno de cimentación pasando adelante del pie, afectando el terreno en que se encuentra el talud, dando origen a la llamada **falla de base**. En esta clasificación se encuentran las llamadas **fallas locales** que ocurren en el cuerpo del talud pero en zonas relativamente superficiales (Juárez, 1987:260).



En un deslizamiento rotacional el centro de giro del cuerpo del movimiento se encuentra por encima del centro de gravedad del mismo en la curva de la superficie de falla(Suárez Díaz, 1998).

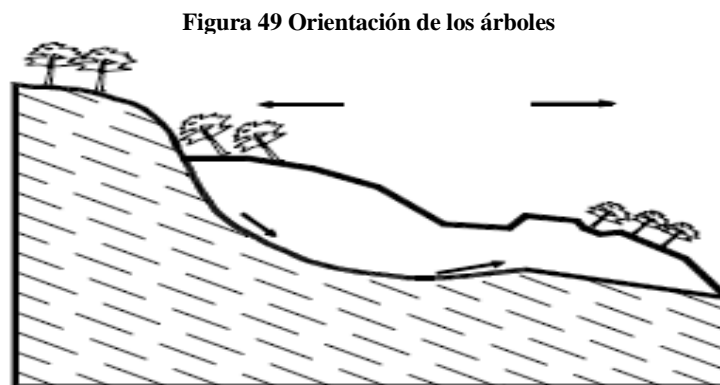
Si el deslizamiento es visto en planta, este posee una serie de agrietamientos concéntricos y cóncavos en la dirección del movimiento. El movimiento llega a producir un área superior de hundimiento y otra inferior de deslizamiento generándose regularmente, flujos de materiales por debajo del pie del deslizamiento(Suárez Díaz, 1998).



(Suárez Díaz, 1998).

En varios deslizamientos rotacionales se llega a formar una superficie cóncava en forma de “cuchara”. Regularmente, el escarpe debajo de la corona tiende a ser semivertical, lo cual facilita la ocurrencia de movimientos retrogresivos (Suárez Díaz, 1998).

El movimiento a pesar que es curvilíneo no necesariamente es circular, lo cual es común en materiales residuales. En estos materiales la resistencia al corte aumenta con la profundidad(Suárez Díaz, 1998).

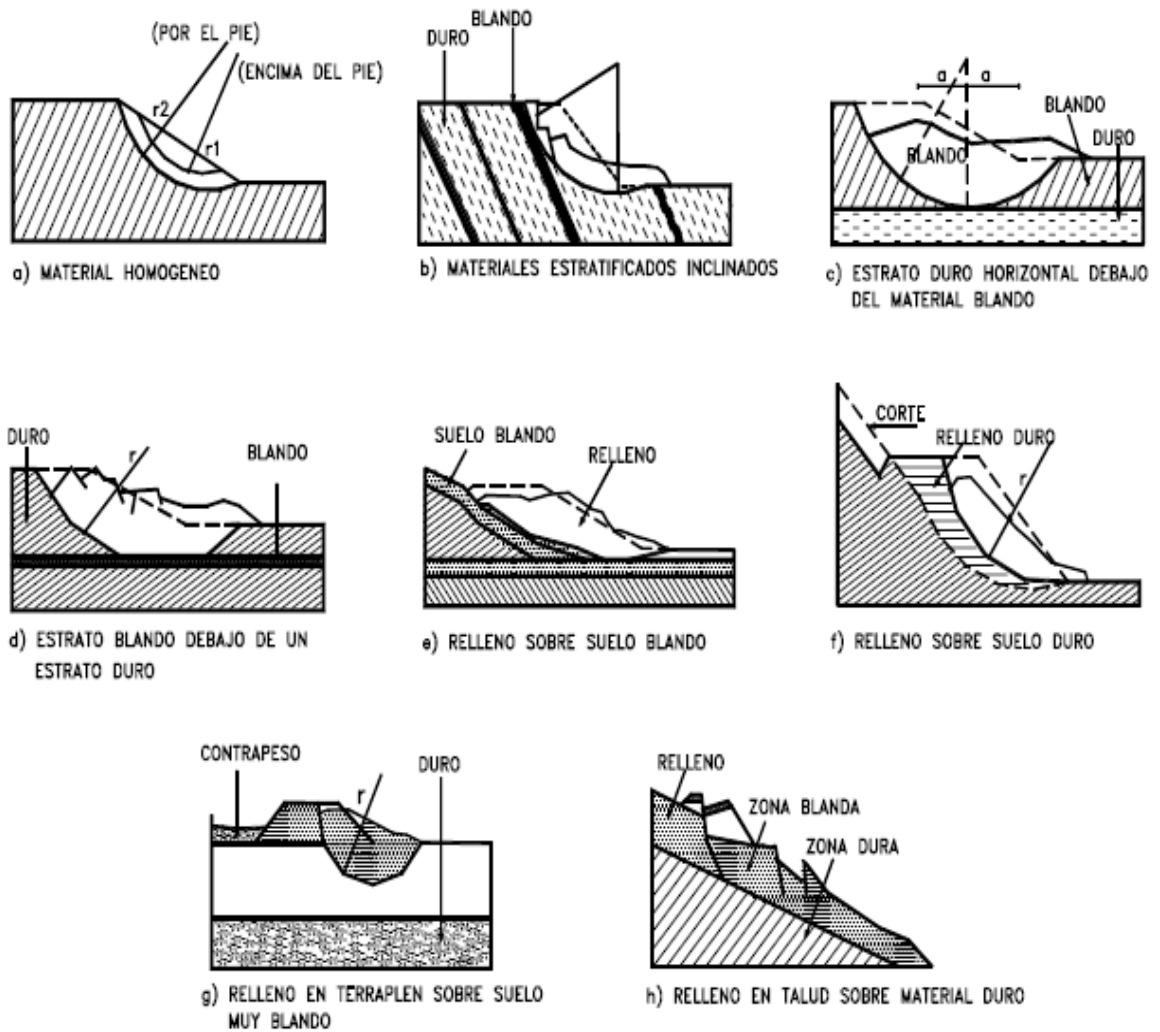


(Suárez Díaz, 1998).

En la cabeza del movimiento, el desplazamiento aparentemente es semi-vertical y tiene una rotación muy pequeña, sin embargo se puede observar que regularmente, la superficie original del terreno gira en dirección de la corona del talud, aunque otros bloques giren en la dirección opuesta (Suárez Díaz, 1998).

La localización y forma de la superficie de falla generalmente está influenciada por las discontinuidades, planos de estratificación y juntas. Es bastante importante tomar en cuenta el efecto de estas discontinuidades al momento de hacer el análisis de estabilidad. Esto se puede observar en la siguiente figura (Suárez Díaz, 1998).

Figura 50 Efectos de la estructura en la formación de deslizamientos a rotación



(Suárez Díaz, 1998)

Los deslizamientos rotacionales en suelos generalmente tienen una relación D_r/L_r entre 0.15 y 0.33 (Suárez Díaz, 1998).

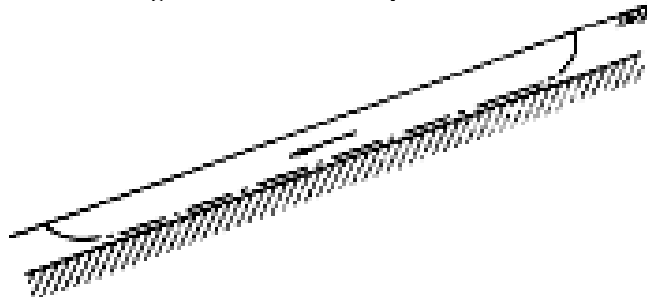
Los deslizamientos estrictamente rotacionales se dan usualmente, en un tipo de suelo homogéneo, ya sea natural o artificial. Por su simplicidad y facilidad de análisis, en la literatura son el tipo de deslizamiento más estudiado.

En zonas tropicales este tipo de suelos no es común y cuando existe rotación, la superficie de falla es usualmente curva pero no circular; Sin embargo, en zonas de meteorización muy profunda y en rellenos de altura significativa algunas superficies de falla pueden asimilarse a círculos (Suárez Díaz, 1998).

Dentro de un deslizamiento regularmente, ocurren 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 (Suárez Díaz, 1998).

2) *Deslizamientos traslacionales o planares:* En el deslizamiento de traslación 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. En la siguiente figura se muestra este tipo de deslizamiento (Suárez Díaz, 1998).

Figura 51 Falla del talud por traslación



(Suárez Díaz, 1998).

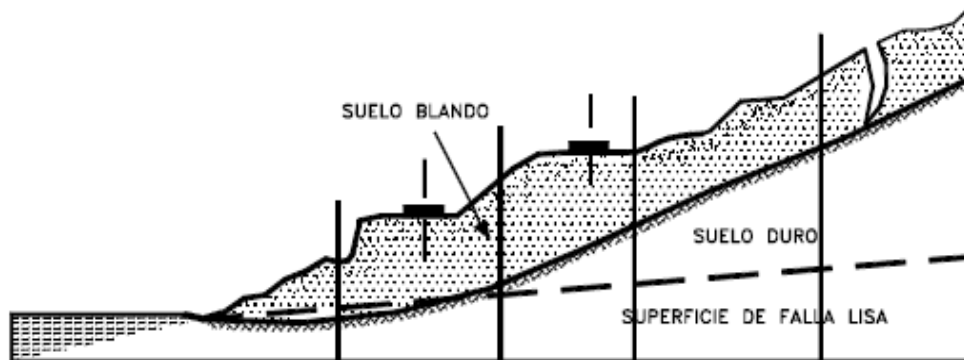
Este tipo de fallas ocurren a lo largo de superficies débiles, y se asemejan a un plano en el cuerpo del talud o en su terreno de cimentación. Estos planos débiles son generalmente horizontales o con muy poca inclinación con respecto a la horizontal (Juarez & Rico, 1987).

Los movimientos traslacionales tienen, regularmente, una relación D_r/L_r de menos de 0.1. La diferencia importante entre los movimientos de rotación y traslación está principalmente, en si se puede o no aplicar uno de los diversos sistemas de estabilización. Un movimiento de rotación busca auto estabilizarse, mientras uno de traslación puede progresar indefinidamente a lo largo de la ladera hacia abajo (Suárez Díaz, 1998).

Los movimientos de traslación generalmente son controlados por superficies de debilidad, por ejemplo fallas, juntas, fracturas, planos de estratificación y zonas de cambio de estado de meteorización que corresponden en términos cuantitativos a cambios en la resistencia al corte de los materiales o por el contacto entre la roca y materiales blandos o coluviones. En varios deslizamientos de traslación la masa se deforma y se rompe convirtiéndose en flujo (Suárez Díaz, 1998).

Los deslizamientos sobre discontinuidades sencillas en roca son llamados deslizamientos de bloque. Cuando se dan a lo largo de dos discontinuidades se le conoce como deslizamiento de cuña. Si se presentan sobre varios niveles de una familia de discontinuidades se le puede denominar falla en escalera (Suárez Díaz, 1998).

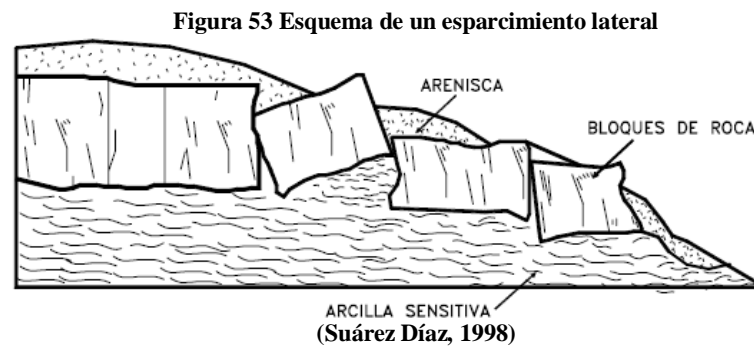
Figura 52 Esquema de deslizamiento de traslación



(Suárez Díaz, 1998)

g. Esparcimiento lateral. En un esparcimiento lateral, el modo de movimiento dominante es la extensión lateral debido a las fracturas de corte y tensión. Regularmente, los movimientos son complejos y difíciles de caracterizar. La velocidad de movimiento es extremadamente lenta. El mecanismo de falla puede

incluir elementos no solo de rotación y translación sino también de flujo. Esto se puede observar en la siguiente figura (Suárez Díaz, 1998):



Los esparcimientos laterales pueden ocurrir en masas de roca sobre suelos plásticos y también se forman en suelos finos como arcillas y limos sensitivos que al remodelarse pierden gran parte de su resistencia (Suárez Díaz, 1998).

La falla es generalmente progresiva, es decir, 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 puede clasificar en dos tipos que son (Suárez Díaz, 1998):

- Movimientos distribuidos en una extensión pero sin una superficie basal bien definida de corte o de flujo plástico. Esto ocurre predominantemente en rocas, especialmente en las crestas de serranías. La mecánica de este movimiento no se conoce muy bien (Suárez Díaz, 1998).
- Movimientos que envuelven fracturas y extensión de roca o suelo, por licuación o flujo plástico del material subyacente. Las capas superiores pueden hundirse, trasladarse, desintegrarse, rotarse o licuarse y fluir (Suárez Díaz, 1998).

h. Flujo. En un flujo las partículas o bloques pequeños tienen movimientos relativos dentro de una masa que se mueve o desliza sobre una superficie de falla. Esta falla consiste en movimientos relativamente rápidos de zonas localizadas en laderas naturales cuyo movimiento en sí y su distribución aparente de velocidades y desplazamientos son similares al flujo de un líquido viscoso (Suárez Díaz, 1998).

Los flujos pueden ser lentos o rápidos así como secos o húmedos y los puede haber de residuos, de suelo o tierra o de roca. En este tipo de movimiento no existe una superficie de falla definida o se desarrolla al inicio del fenómeno (Suárez Díaz, 1998).

Figura 54 Flujo de fango



(Ibañez, 2012).

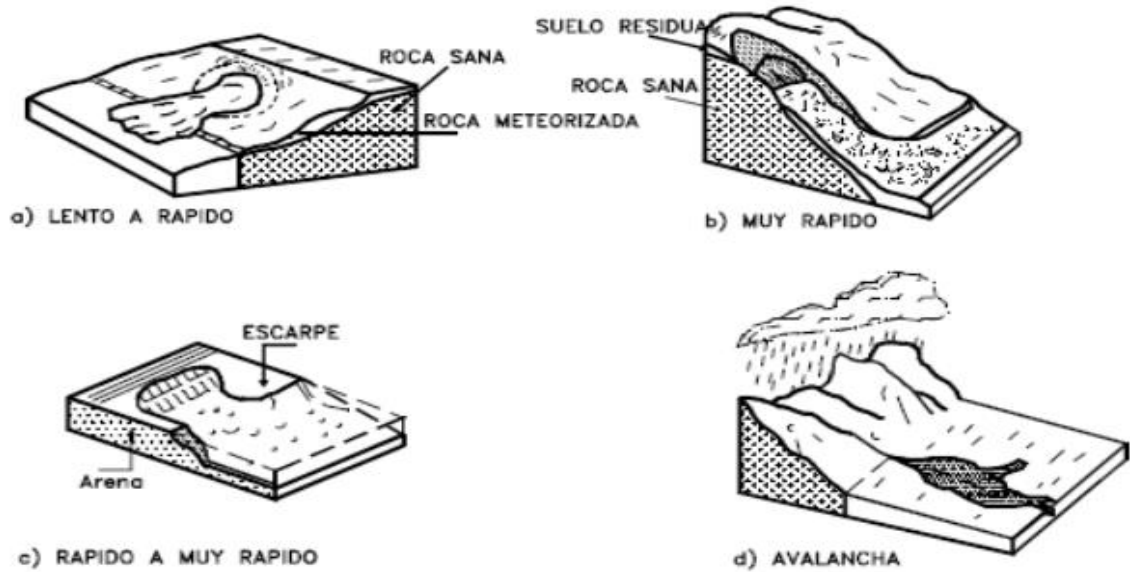
Los flujos muy lentos o extremadamente lentos se pueden comparar algunas veces, con los fenómenos de reptación. La diferencia entre estos dos movimientos es que en los flujos se puede identificar fácilmente una superficie separación entre el material que se mueve y el subyacente, mientras en la reptación la velocidad del movimiento disminuye al profundizarse en el perfil, sin que exista una superficie definida de rotura (Suárez Díaz, 1998).

La ocurrencia de flujos está generalmente, relacionada con la saturación de los materiales subsuperficiales. Algunos suelos absorben agua fácilmente cuando son alterados, fracturados o agrietados por un deslizamiento inicial y esta saturación conduce a la formación de un flujo. Algunos flujos resultan gracias a la alteración de suelos muy sensibles tales como sedimentos no consolidados (Suárez Díaz, 1998).

En la actualidad se realizan estudios para cuantificar el nivel de lluvias que se requieren para producir flujos y es frecuente la ocurrencia de los flujos simultáneamente en sitios diferentes, dentro de una misma formación en el

momento de una determinada lluvia de gran intensidad o de un evento sísmico (Suárez Díaz, 1998).

Figura 55 Flujos de diferentes velocidades



(Suárez Díaz, 1998).

1) **Flujo en roca.** El movimiento de flujo en roca comprende las deformaciones que se distribuyen a lo largo de muchas fracturas grandes y pequeñas. La distribución de velocidades se puede comparar con la de los líquidos viscosos. Este tipo de movimiento ocurre frecuentemente en zonas tropicales de alta montaña y poca vegetación, especialmente en la cordillera de los Andes (Suárez Díaz, 1998).

Se tiene relación entre este tipo de flujo y 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 empinadas, es decir, que tienen más de 45° , donde se tiene una relación 1:1 (Suárez Díaz, 1998).

Existe mayor ocurrencia 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 o muy rápida (Suárez Díaz, 1998).

2) **Flujo de residuos (Detritos).** Generalmente un flujo de rocas termina transformándose en uno de residuos. Los materiales se trituran por el mismo proceso de 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 provocado 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 (Suárez Díaz, 1998).

Los daños causados por los flujos de detritos pueden llegar a abarcar áreas relativamente grandes. El flujo típico de detritos tiene forma de 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. Cuando el canal es más pequeño que el flujo, se forman ondas horizontales o depósitos laterales a los lados del canal (Suárez Díaz, 1998).

3) **Flujo de suelo.** Los flujos de suelo también pueden ser secos y más lentos según la humedad y pendiente de la zona de ocurrencia. En zonas de alta montaña y desérticas ocurren flujos muy secos, por lo general pequeños pero de velocidades altas (Suárez Díaz, 1998).

4) **Flujos de lodo.** Entre los flujos de tierra se encuentran los flujos de lodo, en los cuales los materiales de suelo son muy finos y las humedades muy altas y ya se puede hablar de viscosidad propiamente dicha, llegándose al punto de suelos suspendidos en agua. Los flujos de lodo poseen fuerzas significativamente destructoras grandes que dependen de su caudal y velocidad (Suárez Díaz, 1998).

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. El origen consiste en una serie de escarpes de falla o deslizamientos de rotación o translación, el camino o canal es generalmente un área estrecha, recta o una serie de canales a través del cual fluye el material viscoso, el ancho, profundidad y pendiente del camino del flujo varía de acuerdo a las condiciones topográficas y morfológicas. La zona de acumulación

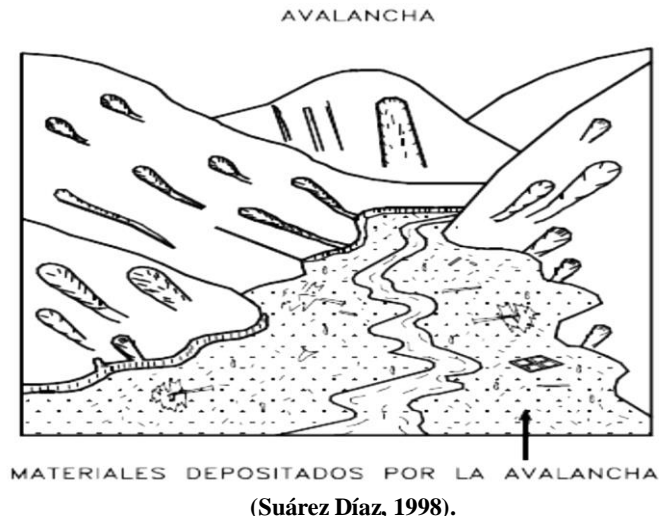
regularmente es un área de menor pendiente en la cual el flujo pierde velocidad y forma un abanico de depositación (Suárez Díaz, 1998).

i. Avalanchas. En este tipo de movimiento la falla progresiva es muy rápida y el flujo desciende formando una especie de “ríos de roca y suelo”. Estos movimientos comúnmente están relacionados con lluvias ocasionales de índices pluviométricos bastante altos, deshielo de nevados o movimientos sísmicos en zonas de alta montaña y la ausencia de vegetación, aunque es un factor influyente, no es estrictamente un requisito para que ocurran (Suárez Díaz, 1998).

Las avalanchas se originan a partir de una gran cantidad de materiales de uno o varios deslizamientos o flujos combinados con un volumen importante de agua. Estos forman una masa de comportamiento de líquido viscoso que puede alcanzar velocidades muy altas con un gran poder destructivo y que normalmente pertenecen a fenómenos regionales dentro de una cuenca de drenaje. Las avalanchas pueden alcanzar velocidades bastante altas, siendo estas en algunas ocasiones mayores a 50 metros por segundo (Suárez Díaz, 1998).

El movimiento de las avalanchas se puede relacionar con “flujo turbulento de granos”. Este mecanismo no necesita la presencia de una fase líquida o gaseosa y el movimiento se produce por transferencia de momento al colisionar las partículas o bloques que se mueven (Suárez Díaz, 1998).

Figura 56 Avalancha en cauce de río por acumulación de materiales producto de una gran cantidad de deslizamientos ocurridos en el momento de un sismo



j. Falla por falta de capacidad de carga en el terreno de cimentación. Los suelos se pueden comportar plásticamente, conforme se aumenta el esfuerzo aplicado. Este esfuerzo puede sobrepasar la capacidad que tiene el suelo para resistir a compresión y causar que la estructura construida sobre este se hunda parcial o totalmente (Juarez & Rico, 1987).

k. Fallas por erosión. Son fallas de tipo superficial provocadas por arrastres de viento, agua y otros flujos en los taludes. Entre más inclinada del talud sea la ladera, más notoria será la falla. Una señal de esta falla puede ser la aparición de irregularidades en el talud originalmente uniforme. Esta falla puede ser imposible de cuantificar detalladamente, pero existen normas que la atenúan bastante si se aplica con cuidado (Juarez & Rico, 1987).

Imagen 23 Erosión del talud



(Ibañez, 2012).

l. Falla por licuación. Ocurre cuando en la zona del deslizamiento del suelo pasa rápidamente de una condición relativamente firme a la correspondiente a una suspensión, perdiendo casi toda la resistencia al esfuerzo cortante. El fenómeno ocurre en arcillas extra sensitivas y en arenas poco compactas (Juarez & Rico, 1987).

Imagen 24 Falla por licuación en arena



(Beltrán, 2012).

m. Movimientos complejos. Regularmente los movimientos de un talud incluyen una combinación de dos o más de los principales tipos de desplazamiento descritos anteriormente, este tipo de movimientos se denomina como “Complejo”. Además un tipo de proceso activo puede convertirse en otro a medida que progresa el fenómeno de desintegración; es así como una inclinación puede terminar en caído o un deslizamiento en flujo (Suárez Díaz, 1998).

Tabla 11 Glosario de nombres para la caracterización de movimientos en masa

Tipo	Secuencia	Estado de actividad	Estilo	Velocidad	Humedad	Material
Caído Inclinación Deslizamiento Esparcimiento Flujo	Progresivo Retrogresivo Ampliándose Alargándose Confinado Disminuyendo Moviéndose	Activo Reactivado Suspendido Inactivo Dormido Abandonado Estabilizado Relicto	Complejo Compuesto Múltiple Sucesivo Sencillo	Extremadamente rápido Muy rápido Rápido Moderado Lento Muy lento Extremadamente lento	Seco Húmedo Mojado Muy Mojado	Roca Tierra Residuo

(Suárez Díaz, 1998)

3. CARACTERIZACIÓN DEL MOVIMIENTO. Además del tipo de movimiento es necesario definir las características que poseen los movimientos en cuanto a secuencia, estado de actividad, estilo, velocidad, humedad, y material (Suárez Díaz, 1998).

a. Tipo de material. El movimiento de un talud abarca los siguientes materiales, por lo tanto se dará una descripción de los mismos (Suárez Díaz, 1998).

- **Roca:** Se considera como “Roca” a la roca dura y firme que se encuentra intacta en su lugar antes de que inicie el movimiento (Suárez Díaz, 1998).
- **Residuos:** Se considera como Residuos o “Detritos” al suelo que contiene una significativa proporción de material grueso. Se considera que si más del 20% del material en peso es mayor de 2 milímetros de diámetro equivalente, debe llamarse residuos. Por lo general, deben existir partículas bastante mayores de 2 milímetros para que pueda considerarse de este modo (Suárez Díaz, 1998).
- **Tierra:** Se considera como tierra, al material de un deslizamiento que contiene más del 80% de las partículas menores de 2 milímetros. Se

incluyen los materiales desde arenas hasta arcillas muy plásticas (Suárez Díaz, 1998).

b. Humedad. Las condiciones de humedad se pueden clasificar en los siguientes cuatro grupos (Suárez Díaz, 1998):

- **Seco:** No contiene humedad apreciable o visible.
- **Húmedo:** Tiene una algo de agua pero no posee agua libre o corriente y se puede comportar como un sólido plástico pero no como un líquido.
- **Mojado:** Tiene suficiente agua para comportarse como un líquido y posee cantidades apreciables de agua que se pueden salir del material.
- **Muy mojado:** Tiene agua suficiente para fluir como líquido, aún en pendientes bajas (Suárez Díaz, 1998).

c. Secuencia de repetición. La secuencia corresponde a los movimientos que inician en un área local y progresan o se repiten en una determinada dirección. Según Varnes es recomendable utilizar la siguiente terminología (Suárez Díaz, 1998):

- **Progresivo:** La superficie de falla se mueve en la misma dirección del movimiento.
- **Retrogresivo:** La superficie de falla se mueve en dirección opuesta al movimiento.
- **Ampliándose:** La superficie de falla se mueve hacia una u otra de las márgenes laterales.
- **Alargándose:** La superficie de falla se alarga aumentando continuamente volumen de material desplazado. La superficie de falla puede llegar a alargarse en una o más direcciones. El término alargándose se puede utilizar de igual forma con el término progresivo.
- **Confinado:** Comprende movimientos que tienen un escarpe visible pero no tienen superficie de falla visible en el pie de la masa desplazada.

- **Disminuyendo:** El volumen de material que es desplazado, disminuye con el tiempo (Suárez Díaz, 1998).

d. Velocidad del movimiento. La velocidad del movimiento tiene mucha influencia en el poder destructivo de un deslizamiento. Generalmente, los deslizamientos extremadamente rápidos llevan a catástrofes de gran violencia, ocasionalmente con muchos muertos y cuyo escape es poco probable (Suárez Díaz, 1998).

Los movimientos extremadamente lentos son imperceptibles sin instrumentos y representan un riesgo muy bajo de pérdida de vidas humanas (Suárez Díaz, 1998).

En la siguiente tabla se indica la escala de velocidades de movimientos propuestas por el Transportation Research Board de los Estados Unidos, la cual puede ser considerada como escala única de velocidad de movimiento. En algunos casos, ocurren velocidades diferentes de los diversos modos de movimiento y se requiere definir cada uno de ellos (Suárez Díaz, 1998).

Tabla 12 Velocidad de los movimientos

Velocidad de los movimientos				
Clase	Descripción	Velocidad	Desplazamiento	Poder destructor
7	Extremadamente rápido	5×10^3 mm/s	5 m/segundo	Catástrofe de violencia mayor; edificios destruidos por el impacto o material desplazado, muchas muertes; escape improbable.
6	Muy rápida	5×10^1 mm/s	3 m/minuto	Alguna pérdida de vidas; velocidad demasiado alta para permitir a todas las personas escapar.
5	Rápida	5×10^{-1} mm/s	1.8 m/hora	Escape posible; estructuras, propiedades y equipos destruidos
4	Moderada	5×10^{-3} mm/s	13 m/mes	Algunas estructuras temporales y poco sensitivas pueden mantenerse temporalmente.
3	Lenta	5×10^{-5} mm/s	1.6 m/año	Construcciones remediales pueden llevarse a cabo durante el movimiento. Algunas estructuras insensitivas pueden mantenerse con mantenimiento frecuente.

(Suárez Díaz, 1998)

Tabla 12 Velocidad de los movimientos (Continuación)

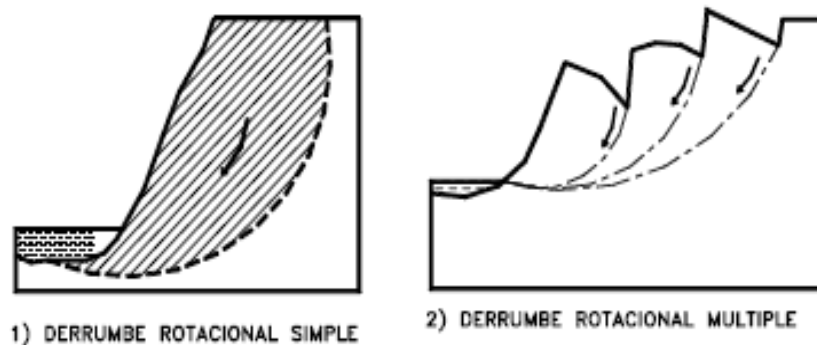
Velocidad de los movimientos				
Clase	Descripción	Velocidad	Desplazamiento	Poder destructor
2	Muy lenta	5×10^{-7} mm/s	16 mm/año	Algunas estructuras permanentes no son dañadas por el movimiento.
1	Extremadamente lenta			Imperceptibles sin instrumentos; construcción posible pero deben tener precauciones.

(Suárez Díaz, 1998)

e. **Estilo.** Varnes estableció una nomenclatura de actividad de deslizamiento cuando aparecen conjuntamente diferentes tipos de movimiento:

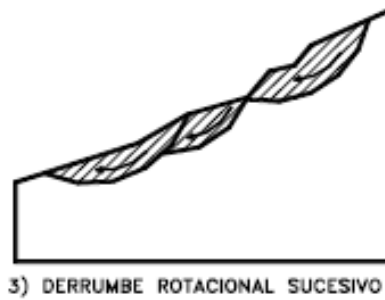
- **Complejo:** Un deslizamiento complejo tiene al menos dos tipos de movimiento, por ejemplo, inclinación y deslizamiento.
- **Compuesto:** Un deslizamiento compuesto corresponde al caso en el cual ocurren simultáneamente varios tipos de movimiento en diferentes áreas de la masa desplazada.
- **Múltiple:** Un deslizamiento múltiple muestra movimientos repetidos del mismo tipo generalmente, ampliando la superficie de falla. Un movimiento sucesivo corresponde a movimientos repetidos que no comparten la misma superficie de falla.
- **Sencillo:** Se refiere a un solo tipo de movimiento (Suárez Díaz, 1998).

Figura 57 Deslizamientos rotacionales simples y múltiples



(Suárez Díaz, 1998)

Figura 57 Deslizamientos rotacionales simples y múltiples (Continuación)

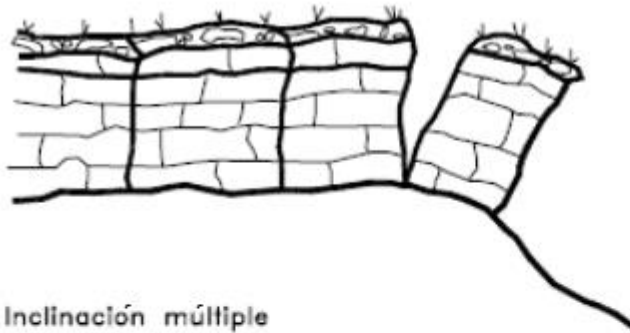


3) DERRUMBE ROTACIONAL SUCESIVO

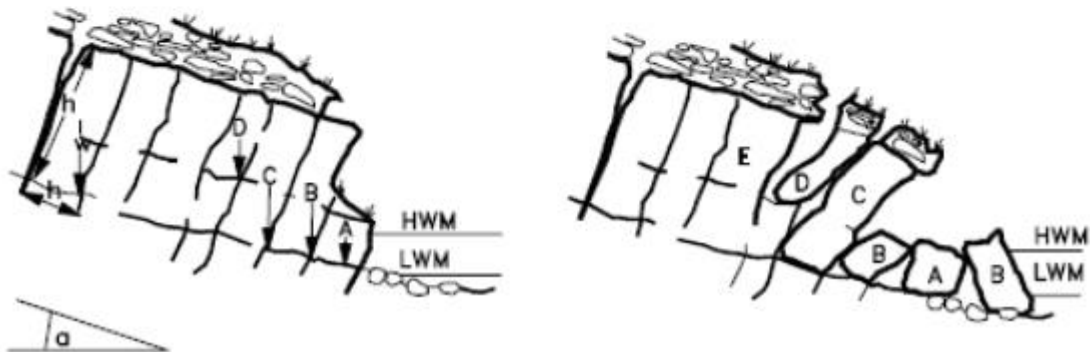
(Suárez Díaz, 1998)

Figura 58 Inclinaciones sencillas y múltiples

a) Inclinación sencilla



b) Inclinación múltiple



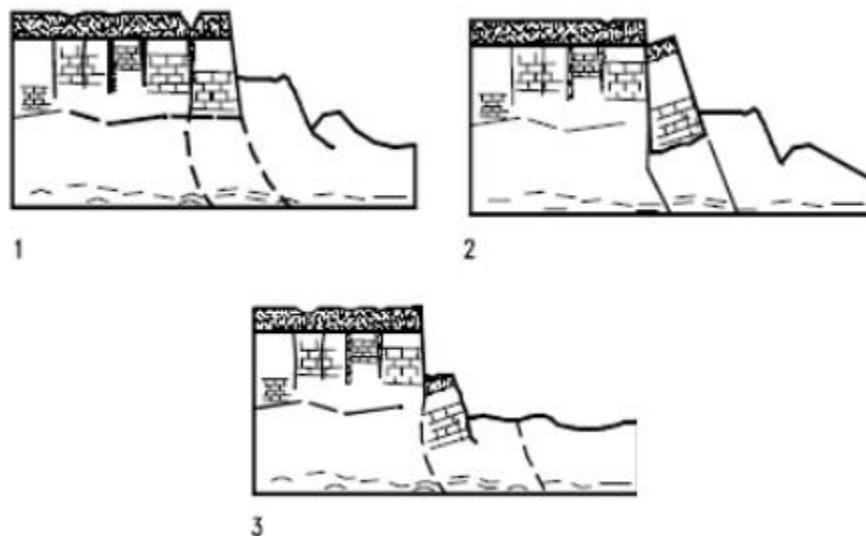
(Suárez Díaz, 1998).

f. Estado de actividad

- **Activo:** Es un tipo de deslizamiento que se está moviendo en los actuales momentos (Suárez Díaz, 1998).
- **Reactivado:** Es un movimiento que vuelve a estar activo, después de haber estado inactivo. Ejemplo de estos son los deslizamientos reactivados sobre antiguas superficies de falla (Suárez Díaz, 1998).

- **Suspendido:** Son deslizamientos que han estado activos durante los últimos ciclos estacionales pero que no se encuentran en movimiento actualmente (Suárez Díaz, 1998).
- **Inactivo:** Son deslizamientos que llevan varios ciclos estacionales sin actividad (Suárez Díaz, 1998).
- **Dormido:** Es un deslizamiento inactivo pero que las causas de su movimiento aparentemente permanecen (Suárez Díaz, 1998).
- **Abandonado:** Es el caso de un río que cambia de curso y que estaba produciendo un deslizamiento (Suárez Díaz, 1998).
- **Estabilizado:** Es un movimiento suspendido por obras remediales artificiales (Suárez Díaz, 1998).
- **Relicto:** Son deslizamientos que ocurrieron posiblemente, hace varios miles de años se pueden llamar deslizamientos Relictos (Suárez Díaz, 1998).

Figura 59 Deslizamientos retrogresivos

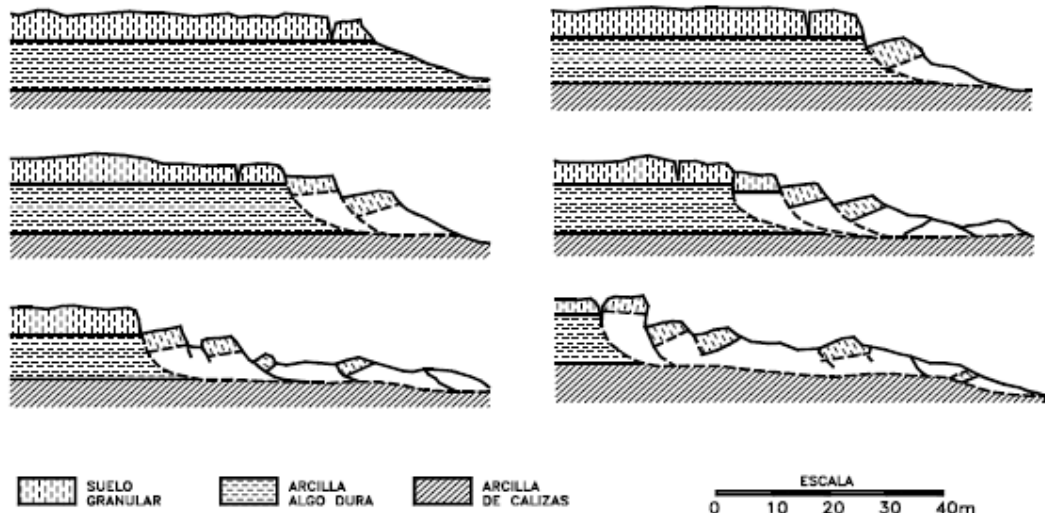


(Suárez Díaz, 1998)

g. Estructura geológica. La formación geológica del sitio del movimiento es un factor importante que determina el mecanismo de falla y el comportamiento de un movimiento en un talud, especialmente en ambientes tropicales de montaña

donde la textura y estructura geológica definen por lo general, la ocurrencia de fallas en los taludes (Suárez Díaz, 1998).

Figura 60 Esquema de desarrollo de deslizamientos



(Suárez Díaz, 1998)

4. MOVIMIENTOS POST-FALLA. Posterior la falla se tiene algunos movimientos, los cuales involucran los siguientes aspectos (Suárez Díaz, 1998):

a. Energía. Los movimientos post-falla son movimientos en los cuales se tiene una energía inicial que es máxima y que disminuye progresivamente. La energía del movimiento es disipada con el rompimiento, remoldeo o desaceleración por fricción del movimiento inicial. Para un material perfectamente elastoplástico o dúctil, la energía potencial se disipa por fricción. La energía total del sistema está compuesta de tres tipos principales de energía (Suárez Díaz, 1998):

- **Energía potencial:** Se determina por las características geométricas y de localización del talud en el momento de la falla. Es necesario determinar el valor de la energía potencial al final de la falla y su evolución posterior para poder predecir el comportamiento del movimiento. Esta energía potencial se convierte en energía cinética conforme se produce aceleración del movimiento. Esta energía cinética se disipa a otros tipos de energía al disminuirse la velocidad (Suárez Díaz, 1998).
- **Energía friccionante:** Su magnitud depende del comportamiento esfuerzo - deformación del suelo. En la práctica la energía de fricción es difícil de

estimar ya que se disipa no solamente a lo largo de una superficie de falla definida, sino a lo largo de esfuerzos de desplazamiento en una gran cantidad de superficies dentro de la masa deslizada (Suárez Díaz, 1998).

- **Energía de remoldeo o desmoronamiento:** En suelos residuales no saturados y en rocas la energía de remoldeo disipa buena parte de la energía potencial o cinética. En la literatura existe muy poca documentación sobre el tema. Se conoce que los flujos de roca y detritos alcanzan distancias superiores cuando no se desmoronan y pueden frenar rápidamente en el caso de desmoronamiento. En el caso de arcillas, la energía de remoldeo se puede considerar proporcional a la resistencia al corte no drenado y al índice de plasticidad de la arcilla. Entre menos resistente el material, la energía de remoldeo es menor y la disipación de energía cinética se produce a una velocidad menor aumentándose la longitud de recorrido del movimiento. En suelos no cohesivos la energía de remoldeo es muy pequeña pero la energía de fricción posee valores mucho mayores (Suárez Díaz, 1998).

b. Longitud de recorrido del movimiento. Si la energía potencial de la falla se transforma en energía cinética en un porcentaje importante, la distancia de recorrido puede adquirir una dimensión relativamente grande. Se ha podido obtener relaciones entre el volumen de la masa fallada y la longitud de recorrido para avalanchas en roca y flujos de arcilla llegando a tener las siguientes observaciones (Suárez Díaz, 1998):

- La relación entre el volumen de falla y la distancia de recorrido depende del nivel de humedad o saturación de los materiales.
- La distancia de recorrido regularmente, aumenta con el volumen de la masa fallada.
- La energía y la longitud de recorrido aumenta con la altura del deslizamiento.

- La relación entre $\log(\text{longitud}) - \log(\text{volumen})$ es básicamente lineal y con los datos limitados que existen se ha propuesto una pendiente de 0.16 entre los dos valores (Suárez Díaz, 1998).

Se debe tener en cuenta que al ocurrir la falla, el movimiento posterior es de tal característica que no se aplican los principios de la mecánica de suelos o rocas y el comportamiento se describe mejor en términos de conceptos de mecánicas de fluidos integrados en un modelo viscoplástico, como el desarrollado para flujos rápidos y avalanchas por Hungr (Suárez Díaz, 1998).

La energía también debe tenerse en cuenta. La energía producida por un evento sísmico puede generar energías cinéticas superiores a las de un evento estático (Suárez Díaz, 1998).

5. EVOLUCIÓN O PROCESO DE FALLA. La ocurrencia de una falla está relacionada con un proceso, el cual comprende una gran cantidad de factores, los cuales son (Suárez Díaz, 1998):

a. Condiciones originales del talud (susceptibilidad a los deslizamientos).

Entre estas condiciones está incluida la topografía, geología y características de los materiales y perfiles, condiciones ambientales generales, cobertura vegetal, entre otros similares. Estas condiciones determinan una susceptibilidad al deterioro, a la acción de los factores detonantes y al fallamiento (Suárez Díaz, 1998).

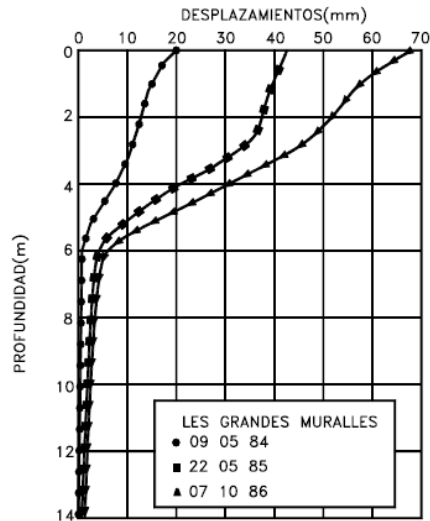
b. Factores de deterioro (modificación lenta de las condiciones originales).

Estos factores dan como resultado una disminución en la resistencia al cortante del material y son los siguientes (Suárez Díaz, 1998):

- Falla progresiva por expansión o fisuración, inclinación, desmoronamiento, deformación al cortante, entre otros similares (Suárez Díaz, 1998).
- Reducción de la cohesión, descomposición por desecación, disolución, lavado y remoción de los cementantes, entre otros similares (Suárez Díaz, 1998).
- Erosión interna o sifonamiento (Suárez Díaz, 1998).

Los factores de deterioro pueden ocasionar movimientos en el talud, los cuales algunas veces pueden ser detectados por medio de métodos geoacústicos o por inclinómetros, dando resultados como los de la siguiente figura (Suárez Díaz, 1998).

Gráfica 7 Deformaciones de pre-falla en el deslizamiento de “Les grandes murailles” en Francia



(Suárez Díaz, 1998)

c. **Factores detonantes (activación del movimiento).** La presencia de estos factores da como resultado un aumento en los esfuerzos de cortante. Estos esfuerzos aumentan a lo largo de la superficie de falla hasta que ocurre el movimiento. En el fenómeno de detonación está presente una complicada serie de procesos los cuales en ocasiones, se traslapan con los factores de deterioro. Algunos de los procesos que se clasifican en este grupo son los siguientes (Suárez Díaz, 1998):

1) **Procesos geomorfológicos y físicos.** Provocados por las siguientes causas (Suárez Díaz, 1998):

- La tectónica y neotectónica puede producir esfuerzos que provocan deformaciones que son difíciles de evaluar o medir.
- La erosión puede generar cambios topográficos que producen esfuerzos en el talud.
- La sedimentación.

- La lluvia, produce modificaciones en la humedad y presión de poros del suelo afectando la resistencia del mismo.
- Las inundaciones, pueden producir saturación repentina, presiones de poro y erosión.
- Los sismos, pueden producir fracturación, remoldeo, aumento de presión de poros y consiguiente, disminución en la resistencia del suelo, licuación y generación de fuerzas dinámicas sobre el talud.
- Las erupciones volcánicas pueden producir un efecto vibratorio, y generar cambios en la temperatura y en la disposición de materiales sobre el talud.
- La expansión de los suelos (Suárez Díaz, 1998).

2) **Procesos antrópicos.** Comprenden las actividades realizadas por el hombre en el medio, modificando el estado natural del terreno (Suárez Díaz, 1998).

- Los o excavaciones que modifican la topografía natural del terreno.
- Los túneles o excavaciones subterráneas que afectan la estructura y las condiciones de esfuerzos en el suelo que está encima de estas estructuras.
- Los rellenos o depósitos de materiales encima del talud, la disposición de residuos, entre otros similares.
- La irrigación que ayuda a facilitar la infiltración y los cambios de humedad y presión de poros en el suelo.
- Las fugas de agua en las redes de servicios de agua potable.
- El mantenimiento inadecuado o falta de mantenimiento de sistemas de drenaje y subdrenaje.
- La deforestación, que produce cambios hidrológicos y afecta la resistencia del suelo, cuando se elimina el refuerzo de las raíces.

- Las vibraciones artificiales, vibraciones de maquinaria, tránsito de vehículos, detonaciones de explosivos y otras actividades similares, las cuales generan fuerzas dinámicas y deterioro de la estructura de los materiales.
- La disminución repentina del nivel de agua, como pasa en el desembalse de una presa (Suárez Díaz, 1998).

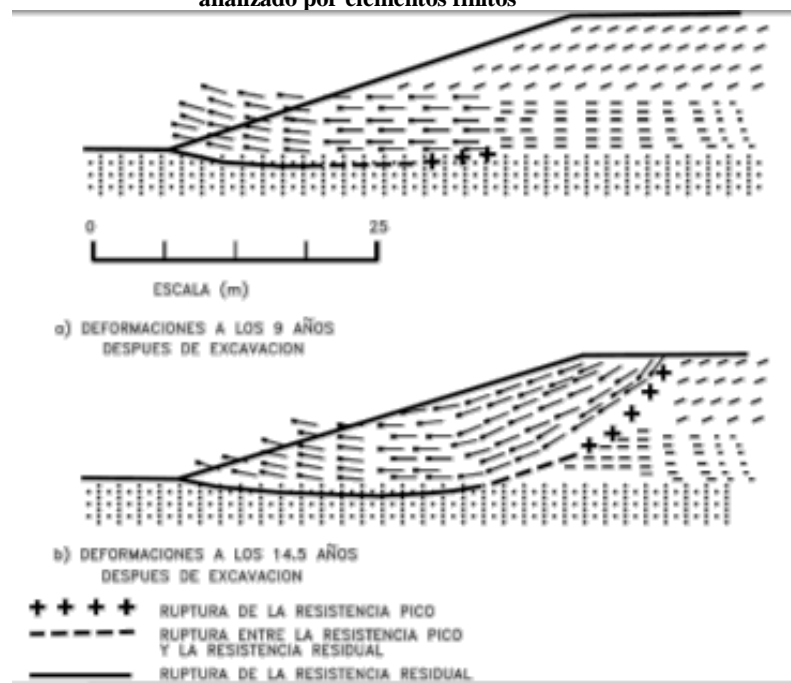
3) **Fallamiento.** El proceso de falla después de estar presente un factor detonante es un fenómeno generalmente físico, donde las condiciones de esfuerzo y deformación son dos factores muy importantes. Las fallas en la mayoría de los casos no ocurren en forma repentina sino que toman un tiempo, el cual puede durar de minutos a años (Suárez Díaz, 1998).

Las deformaciones que se producen al provocar los esfuerzos generan disminuciones en la resistencia del suelo. Al iniciar el movimiento, es muy probable que estas deformaciones progresivas afecten volúmenes significativos de talud, pero conforme avanza el proceso de falla, las deformaciones principales se concentran en una superficie o banda de falla a lo largo de la cual se produce la rotura o falla del material (Suárez Díaz, 1998).

Es importante que se tenga conocimiento sobre los procesos de evolución que generan un deslizamiento, la susceptibilidad, los procesos de deterioro y factores detonantes así como el proceso de falla al momento de hacer un deslizamiento o para la determinación de niveles de amenaza y riesgo (Suárez Díaz, 1998).

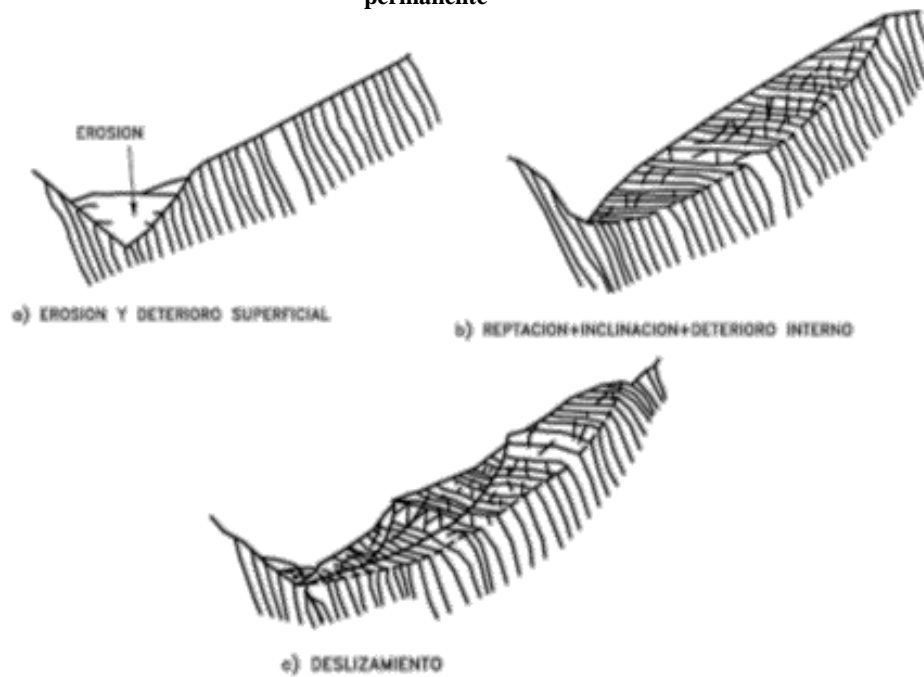
Cada etapa involucra fenómenos mecánicos, leyes y parámetros que pueden ser muy diferentes y deben analizarse en forma separada y colectiva (Suárez Díaz, 1998).

Figura 61 Falla progresiva o deformaciones con el tiempo, de un talud en arcilla al realizar un corte, analizado por elementos finitos



(Suárez Díaz, 1998)

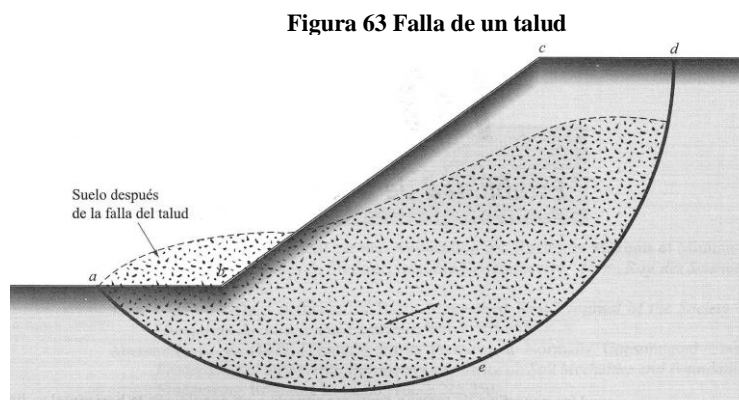
Figura 62 Evolución de un deslizamiento en roca fracturada al profundizarse un cauce por erosión permanente



(Suárez Díaz, 1998)

I. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Un talud es una superficie de terreno expuesta situada a un ángulo con la horizontal, 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. En este movimiento, la masa de suelo en la zona *abcdea* se deslizará hacia abajo. La fuerza actuante vence a la fuerza resistente de la resistencia al corte del suelo a lo largo de la superficie de ruptura (Das, 2001).



(Das, 2001)

El análisis de la estabilidad de taludes, consiste determinar y comparar el esfuerzo cortante desarrollado a lo largo de la superficie más probable de falla con la resistencia cortante del suelo. La evaluación de variables como la estratificación del suelo y sus parámetros de resistencia cortante resulta una tarea complicada. La infiltración a través del talud y la selección de una superficie de deslizamiento potencial es algo muy complicado en el análisis (Das, 2001).

El proceso de diseño consiste en el requisito de mantener la estabilidad en lugar y en la necesidad de minimizar la deformación. Si la deformación provoca que la tensión en un elemento de suelo supere el valor de la resistencia última, entonces la fuerza caería hacia el valor final. Es necesario usar la fuerza crítica de estado en el análisis de estabilidad. Si una superficie de deslizamiento preexistente se encuentra presente en el suelo, el uso de la resistencia residual sería apropiado. Los métodos de equilibrio límite son utilizados en el

análisis de la estabilidad de la pendiente en la que se considera que es una falla que se produce a lo largo de una superficie de falla conocida (Craig, 2005).

Se considera la resistencia al corte requerida para mantener una condición de equilibrio y se compara con la resistencia al corte que soporta el suelo, dando el factor de seguridad promedio a lo largo de la superficie de falla (Craig, 2005).

Los estados límite deben considerar los siguientes factores:

- Pérdida de la estabilidad global debido a la falla por deslizamiento.
- Teniendo falla por falta resistencia por debajo de terraplenes.
- Erosión interna debido a los altos gradientes hidráulicos y compactación pobre.
- Como resultado de la erosión de la superficie.
- Falla debido a la elevación hidráulica.
- Deformación excesiva en el suelo, al extremo de provocar daño estructural o pérdida de funcionalidad de las estructuras, carreteras o servicios (Das, 2001).

1. FACTOR DE SEGURIDAD. El factor de seguridad es la relación entre las fuerzas o esfuerzos que actúan en el talud y las que este resiste, es decir, la relación entre capacidad y demanda. En el análisis de estabilidad de taludes, se busca determinar el factor de seguridad, para conocer el margen que se tiene en la entre lo que resiste y lo que actúa y garantizar que la estructura no falle. La siguiente expresión muestra la relación capacidad/demanda (Das, 2001).

$$FS_S = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (29)$$

donde:

FS_S = factor de seguridad con respecto a la resistencia

τ_f = resistencia cortante promedio del suelo (capacidad)

τ_d = esfuerzo cortante promedio que se desarrolla a lo largo de la superficie potencial de falla (demanda) (Das, 2001).

Las propiedades del suelo determinan el esfuerzo promedio que este resiste son:

La cohesión, c es la atracción entre partículas del suelo, causada por fuerzas moleculares y las películas de agua. La cohesión varía si se cambia su contenido de humedad. Los suelos que tienen mayor cohesión son las arcillas y los que menos tienen son las arenas. Este término es representado con la variable c (Das, 2001).

La fricción interna es la resistencia al deslizamiento debido a la fricción entre las superficies de contacto de las partículas y su densidad. Los suelos granulares tienen superficies de contacto mayores por lo que presentan fricciones internas altas. Al contrario, los suelos finos tendrán fuerzas de fricción bajas (Das, 2001).

El ángulo de fricción interna, ϕ es un término en cantidades sexagesimales que define la fricción interna de un suelo. La tangente de este ángulo es la relación entre la fuerza que resiste el deslizamiento, a lo largo de un plano, y la fuerza normal aplicada en este plano (Das, 2001).

La resistencia al corte de un suelo, depende de la cohesión y la fricción, y se puede representar de la siguiente manera (Das, 2001):

$$\tau_f = c + \sigma' \tan(\phi) \quad (13)$$

donde:

c = cohesión

σ' = esfuerzo normal efectivo sobre la superficie potencial de falla

ϕ = ángulo de fricción drenada (Das, 2001).

El esfuerzo aplicado sobre el talud se representa así (Das, 2001):

$$\tau_d = c_d + \sigma' \tan \phi_d \quad (30)$$

donde:

c_d = cohesión efectiva

σ' = esfuerzo normal efectivo sobre la superficie potencial de falla

ϕ_d = ángulo de fricción desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla (Das, 2001).

Al sustituir las dos ecuaciones mencionadas anteriormente en la ecuación (29), queda la siguiente ecuación (Das, 2001):

$$FS_S = \frac{c + \sigma' \tan(\phi)}{c_d + \sigma' \tan(\phi_d)} \quad (31)$$

En esta ecuación se introduce el factor de seguridad con respecto a la cohesión FS_C y el factor de seguridad con respecto a la fricción FS_ϕ (Das, 2001).

El factor de seguridad con respecto a la cohesión se representa como (Das, 2001):

$$FS_C = \frac{c}{c_d} \quad (32)$$

El factor de seguridad con respecto a la fricción se representa como (Das, 2001):

$$FS_\phi = \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_\phi)} \quad (33)$$

Al igualar estas dos últimas ecuaciones de factor de seguridad con respecto a la cohesión y fricción, se obtiene la siguiente igualdad (Das, 2001):

$$\frac{c}{c_d} = \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_\phi)} \quad (34)$$

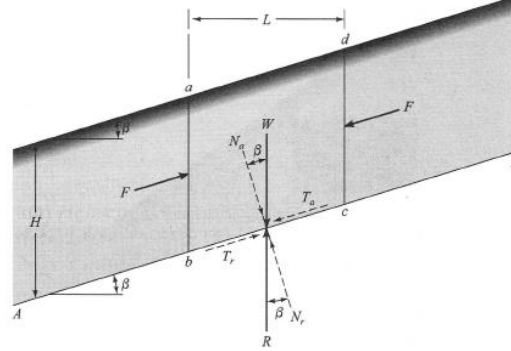
Con esta última ecuación se puede llegar a la siguiente conclusión (Das, 2001):

$$FS_S = FS_C = FS_\phi \quad (35)$$

Si FS_S es igual a 1, el talud se encuentra en un estado de falla incipiente. Regularmente para el diseño de un talud estable, es aceptable un factor de seguridad con respecto a la resistencia igual a 1.5 (Das, 2001).

2. ESTABILIDAD DE TALUDES SIN INFILTRACIÓN. Para comprender el problema de estabilidad de un talud, se analizará un talud infinito. Un talud infinito tiene una altura H , mucho mayor que la altura del talud. En la figura 64 se muestra un talud infinito, en condiciones ideales (Das, 2001).

Figura 64 Análisis de un talud infinito sin infiltración



(Suárez Díaz, 1998)

El esfuerzo cortante que resiste el suelo se encuentra con la ecuación (Das, 2001):

$$\tau_f = c + \sigma' \tan(\phi) \quad (13)$$

A continuación, se hace una evaluación del factor de seguridad contra una posible falla de talud a lo largo de un plano AB , a una profundidad H , abajo de la superficie del terreno. La falla de talud se da por el movimiento del suelo sobre el plano AB de derecho a izquierda (Das, 2001).

Se considera un elemento de talud $abcd$, con una longitud unitaria perpendicular al plano de la sección indicada. Las fuerzas F que están presentes sobre las caras ab y cd son iguales y opuestas, por lo que pueden despreciarse. El peso efectivo del elemento de suelo, con presión de agua de poro igual a cero, se encuentra con la siguiente ecuación (Das, 2001):

$$W = (\text{volumen del elemento de suelo}) \times (\text{peso específico del suelo}) = \gamma LH$$

El peso se divide en dos componentes de fuerza que son (Das, 2001):

- Fuerza perpendicular al plano $AB = N_a = W \cos(\beta) = \gamma LH \cos(\beta)$
- Fuerza paralela al plano $AB = T_a = W \sin(\beta) = \gamma LH \sin(\beta)$. Esta fuerza es la que tiende a causar el deslizamiento a lo largo del plano (Das, 2001).

El esfuerzo normal efectivo, σ' , en la base del elemento del talud se representa en la siguiente ecuación (Das, 2001):

$$\sigma' = \frac{N_a}{\text{área de la base}} = \frac{\gamma LH \cos(\beta)}{\left(\frac{L}{\cos(\beta)}\right)} = \gamma H \cos^2(\beta) \quad (36)$$

El esfuerzo cortante, τ , en la base del elemento del talud se muestra en la siguiente ecuación (Das, 2001):

$$\tau = \frac{T_a}{\text{área de la base}} = \frac{\gamma L H \text{sen}(\beta)}{\left(\frac{L}{\cos(\beta)}\right)} = \gamma H \cos(\beta) \text{sen}(\beta) \quad (37)$$

El suelo proporciona una reacción, R , que es una fuerza igual en magnitud y opuesta en dirección al peso W . Las componentes tangencial y normal de R con respecto al plano AB son T_r y N_r , respectivamente (Das, 2001).

$$N_r = R \cos(\beta) = W \cos(\beta) \quad (38)$$

$$T_r = R \text{sen}(\beta) = W \text{sen}(\beta) \quad (39)$$

Al hacer una igualdad de fuerzas, por equilibrio, el esfuerzo cortante resistente desarrollado en la base del elemento es igual a la siguiente ecuación (Das, 2001):

$$\frac{T_r}{\text{área de la base}} = \gamma H \text{sen}(\beta) \cos(\beta) \quad (40)$$

Esto se puede escribir en la ecuación desarrollada por Coulomb, donde se muestra el esfuerzo cortante que resiste el suelo. Al sustituir la ecuación anterior en la de Coulomb se obtiene (Das, 2001):

$$\tau_d = c_d + \gamma H \cos^2(\beta) \tan(\phi_d) \quad (41)$$

A partir de esto se hace la siguiente deducción para obtener el factor de seguridad, FS_S , y la altura crítica, H_{cr} (Das, 2001).

$$\gamma H \text{sen}(\beta) \cos(\beta) = c_d + \gamma H \cos^2(\beta) \tan(\phi_d) \quad (42)$$

Despejando esta ecuación se obtiene la siguiente (Das, 2001):

$$\frac{c_d}{\gamma H} = \text{sen}(\beta) \cos(\beta) - \cos^2(\beta) \tan(\phi_d) = \cos^2(\beta) (\tan(\beta) - \tan(\phi_d)) \quad (43)$$

Despejando la ecuación del factor de seguridad con respecto a la cohesión, se obtiene la siguiente ecuación (Das, 2001):

$$\tan(\phi_d) = \frac{\tan(\phi)}{FS_S} \quad (44)$$

Al despejar la ecuación del factor de seguridad con respecto a la cohesión, se obtiene la siguiente ecuación (Das, 2001):

$$c_d = \frac{c}{FS_S} \quad (45)$$

Al sustituir estas relaciones en la ecuación de FS_S se obtiene la siguiente relación (Das, 2001):

$$FS_S = \frac{c}{\gamma H \cos^2(\beta) \tan(\beta)} + \frac{\tan(\phi)}{\tan(\beta)} \quad (46)$$

En suelos granulares se tiene $c = 0$, y el factor de seguridad, FS_S , es igual a $\tan(\phi)/\tan(\beta)$. En un talud infinito de arena, el valor de FS_S es independiente de la altura H y el talud es estable siempre que $\beta < \Phi$. El ángulo ϕ en suelos sin cohesión se llama ángulo de reposo (Das, 2001).

En un suelo con cohesión y fricción, la profundidad del plano a lo largo del cual ocurre el equilibrio crítico se determina al sustituir $FS_S = 1$ y $H = H_{cr}$ en la ecuación (19), obteniendo la siguiente relación igual a la altura crítica (la altura máxima hasta donde se puede hacer el corte o relleno) (Das, 2001):

$$H_{cr} = \frac{c}{\gamma \cos^2(\beta) (\tan(\beta) - \tan(\phi))} \quad (47)$$

3. TALUDES FINITOS. En un talud, cuando el valor la altura crítica, H_{cr} , tiende a la altura del talud, este es considerado generalmente como finito. Al analizar la estabilidad de un talud finito en un suelo homogéneo, puede hacer una suposición acerca de la forma general de la superficie potencial de falla. Esto con el fin de simplificar los cálculos (Das, 2001).

A pesar de que es bastante evidente que las fallas de taludes ocurren sobre superficies de falla curvas, Culmann (1875) aproximó la superficie potencial de falla en un plano. Al calcular el factor de seguridad, FS_S , usando la aproximación de Culmann, se obtienen resultados bastante buenos solamente para taludes casi verticales (Das, 2001).

Después de varias investigaciones de fallas en taludes alrededor de 1920, una comisión geotécnica sueca recomendó que la superficie real de deslizamiento se

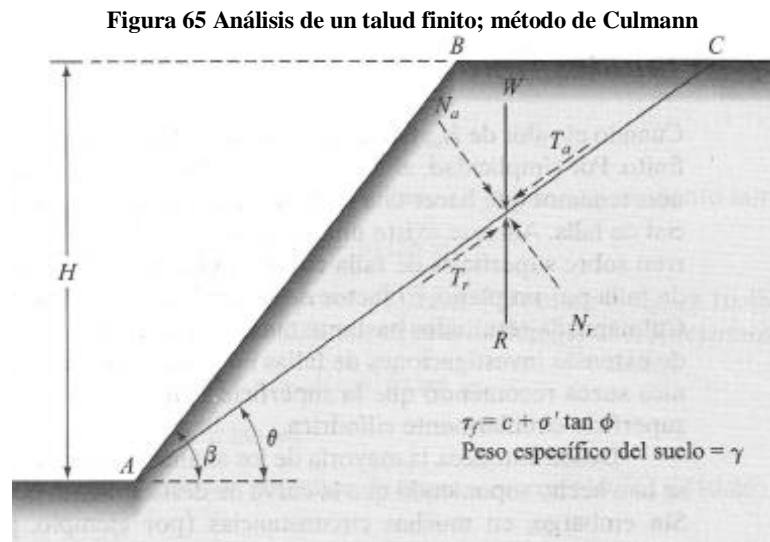
aproxime a una superficie circularmente cilíndrica. Después de esto, la mayor parte de los análisis convencionales por estabilidad de taludes se hacen suponiendo que la curva de deslizamiento potencial es el arco de un círculo. A pesar de esto en algunas circunstancias como cimentaciones sobre estratos débiles y presas, en el análisis de estabilidad es más apropiado aproximar los deslizamientos a fallas planas de deslizamiento, dando resultados aceptables (Das, 2001).

4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES FINITOS SEGÚN LA FORMA DE SU DESLIZAMIENTO

a. Análisis de estabilidad de un talud finito con superficie de falla plana.

Este análisis se basa en la hipótesis de que la falla de un talud ocurre a lo largo de un plano cuando el esfuerzo cortante promedio que tiende a causar el deslizamiento es mayor que la resistencia cortante del suelo. El plano más crítico que se asume es aquel que tiene una razón mínima entre el esfuerzo cortante promedio que tiende a causar la falla y la resistencia cortante del suelo (Das, 2001).

1) *Método No .1: Culmann.* En la siguiente figura se muestra un talud de altura H . El talud está elevado a un ángulo β con la horizontal. Un plano de falla para este talud es AC (Das, 2001).



El ángulo de cohesión máxima, θ , es el ángulo en el que la cohesión desarrollada es la máxima. Al considerar una longitud unitaria perpendicular a la

sección del talud, el peso de la cuña es $ABC = W$ y se encuentra con la siguiente ecuación (Das, 2001):

$$W = \frac{1}{2}(H)(\overline{BC})(1)(\gamma) = \frac{1}{2}H(H\cot(\theta) - H\cot(\beta))\gamma = \frac{1}{2}\gamma H^2 \left[\frac{\text{sen}(\beta-\theta)}{\text{sen}(\beta)\text{sen}(\theta)} \right] \quad (48)$$

En esta ecuación la componente normal de W con respecto al plano AC , N_a , se representa con la siguiente ecuación (Das, 2001):

$$N_a = W\cos(\theta) = \frac{1}{2}\gamma H^2 \left[\frac{\text{sen}(\beta-\theta)}{\text{sen}(\beta)\text{sen}(\theta)} \right] \cos(\theta) \quad (49)$$

La componente tangencial de W con respecto al plano AC , T_a , se representa con la siguiente ecuación (Das, 2001):

$$T_a = W\text{sen}(\theta) = \frac{1}{2}\gamma H^2 \left[\frac{\text{sen}(\beta-\theta)}{\text{sen}(\beta)\text{sen}(\theta)} \right] \text{sen}(\theta) \quad (50)$$

El esfuerzo normal efectivo promedio sobre el plano AC , σ' , se representa mediante la siguiente ecuación (Das, 2001):

$$\sigma' = \frac{N_a}{(AC)(1)} = \frac{N_a}{\left(\frac{H}{\text{sen}(\theta)}\right)} = \frac{1}{2}\gamma H \left[\frac{\text{sen}(\beta-\theta)}{\text{sen}(\beta)\text{sen}(\theta)} \right] \cos(\theta)\text{sen}(\theta) \quad (51)$$

Por lo tanto el esfuerzo que resiste el suelo, τ_f , se puede escribir de la siguiente manera, sustituyendo la ecuación anterior, en la ecuación del esfuerzo cortante de Coulomb (Das, 2001)

$$\tau_f = c + \frac{1}{2}\gamma H \left[\frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen}(\beta)\text{sen}(\theta)} \right] \cos(\theta)\text{sen}(\theta)\tan(\phi)$$

El esfuerzo cortante sobre el plano AC , τ' , se representa como (Das, 2001):

$$\tau = \frac{T_a}{(AC)(1)} = \frac{T_a}{\left(\frac{H}{\text{sen}(\theta)}\right)} = \frac{1}{2}\gamma H \left[\frac{\text{sen}(\beta-\theta)}{\text{sen}(\beta)\text{sen}(\theta)} \right] \text{sen}^2(\theta) \quad (52)$$

Considerando el criterio de Coulomb, el esfuerzo cortante que actúa en el suelo es (Das, 2001):

$$\tau_d = c_d + \sigma'\tan(\phi_d) \quad (30)$$

Al sustituir la de σ' en τ_d , el esfuerzo cortante promedio resistente que se desarrolla a lo largo del plano AC , también se puede expresar como (Das, 2001):

$$\tau_d = c_d + \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen}(\beta) \text{sen}(\theta)} \right] \cos(\theta) \text{sen}(\theta) \tan(\phi_d) \quad (53)$$

Al igualar las dos últimas ecuaciones, se obtiene la siguiente equivalencia (Das, 2001):

$$\frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen}(\beta) \text{sen}(\theta)} \right] \text{sen}^2(\theta) = c_d + \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen}(\beta) \text{sen}(\theta)} \right] \cos(\theta) \text{sen}(\theta) \tan(\phi_d) \quad (54)$$

Con esta ecuación podemos despejar para el valor de cohesión el suelo, c_d , llegando a la siguiente ecuación (Das, 2001):

$$c_d = \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\text{sen}(\beta - \theta)(\text{sen}(\theta) - \cos(\theta) \tan(\phi_d))}{\text{sen}(\beta)} \right] \quad (55)$$

Esta última ecuación es derivada para el plano de falla de prueba AC. Para determinar el plano crítico de falla se utiliza el principio de los máximos y mínimos, para encontrar un valor dado de ϕ_d . Con este se puede encontrar el ángulo θ , en el que la cohesión desarrollada logrará ser máxima. La primera derivada c_d con respecto a θ , se iguala a 0, y se muestra en la siguiente ecuación (Das, 2001):

$$\frac{\partial c_d}{\partial \theta} = 0 \quad (56)$$

Se tiene que τ , H y β son constantes en la ecuación anterior, por lo tanto (Das, 2001):

$$\frac{\partial}{\partial \theta} [\text{sen}(\beta - \theta)(\text{sen}(\theta) - \cos(\theta) \tan(\phi_d))] = 0 \quad (57)$$

Al resolver la ecuación anterior se obtiene el valor crítico de θ , θ_{cr} (Das, 2001):

$$\theta_{cr} = \frac{\beta + \phi_d}{2} \quad (58)$$

Cuando se sustituye el valor de $\theta = \theta_{cr}$ en la ecuación (29) se obtiene (Das, 2001):

$$c_d = \frac{\gamma H}{4} \left[\frac{1 - \cos(\beta - \phi_d)}{\text{sen}(\beta) \cos(\phi_d)} \right] \quad (59)$$

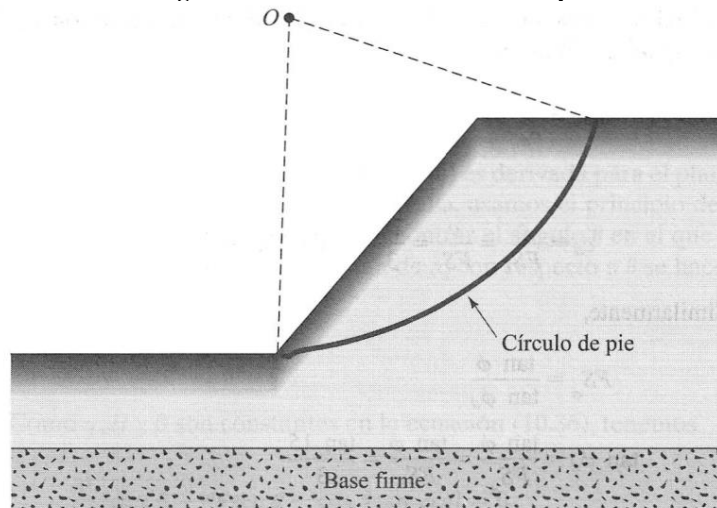
Para obtener la altura máxima del talud para la cual ocurre el equilibrio crítico, se sustituye $c_d = c$ y $\phi_d = \phi$ y se obtiene (Das, 2001):

$$H_{cr} = \frac{4c}{\gamma} \left[\frac{\text{sen}(\beta)\cos(\phi)}{1-\cos(\beta-\phi)} \right] \quad (60)$$

b. Análisis de taludes finitos con superficie de falla circularmente cilíndrica. En los taludes, la falla cilíndrica ocurre en una de las siguientes formas (Das, 2001):

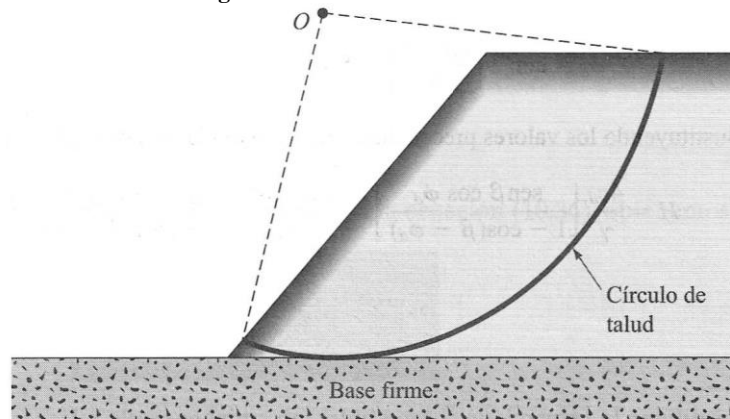
- Si la falla ocurre de modo que la superficie de deslizamiento interseca el talud en su pie o arriba de este, es llamada *falla de talud*. Al círculo de falla se le llama *círculo de pie* si este pasa por el pie del talud y *círculo de talud* si pasa arriba de la punta del talud (Das, 2001).

Figura 66 Falla de talud con círculo de pie



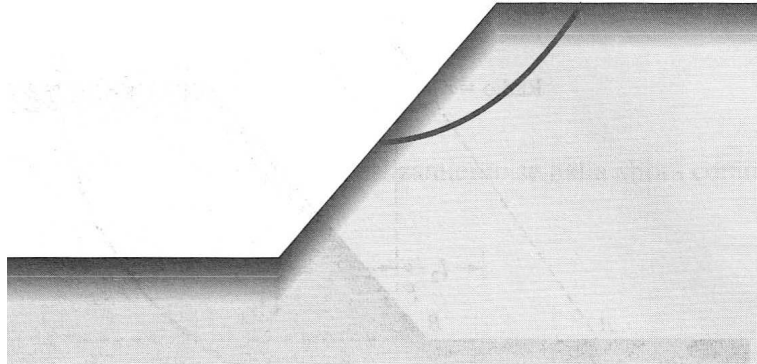
(Das, 2001)

Figura 67 Falla de talud con círculo de talud



(Das, 2001)

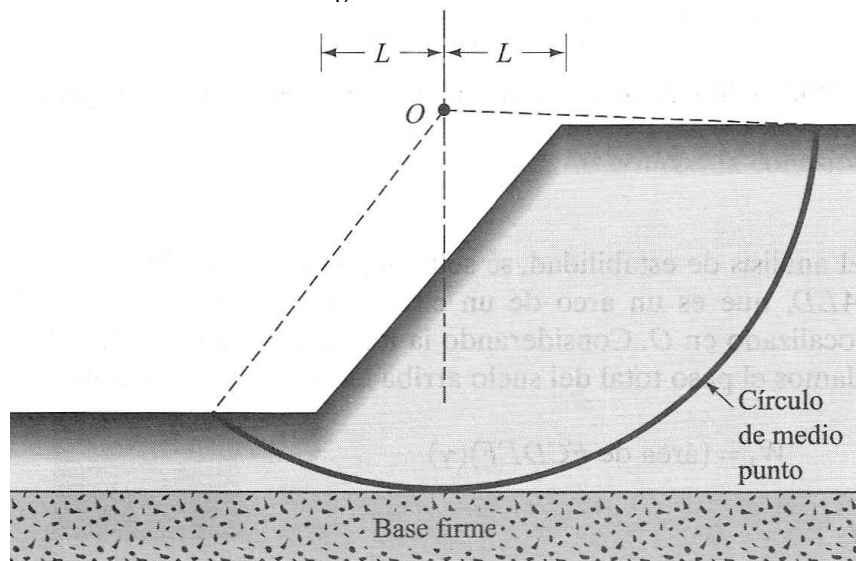
Figura 68 Falla superficial de un talud



(Das, 2001)

- Si la falla ocurre de manera que la superficie de deslizamiento pasa a alguna distancia debajo del pie del talud, es llamada *falla de base*. El círculo de falla en una falla de base se llama *círculo de medio punto* (Das, 2001).

Figura 69 Falla de base de un talud



(Das, 2001)

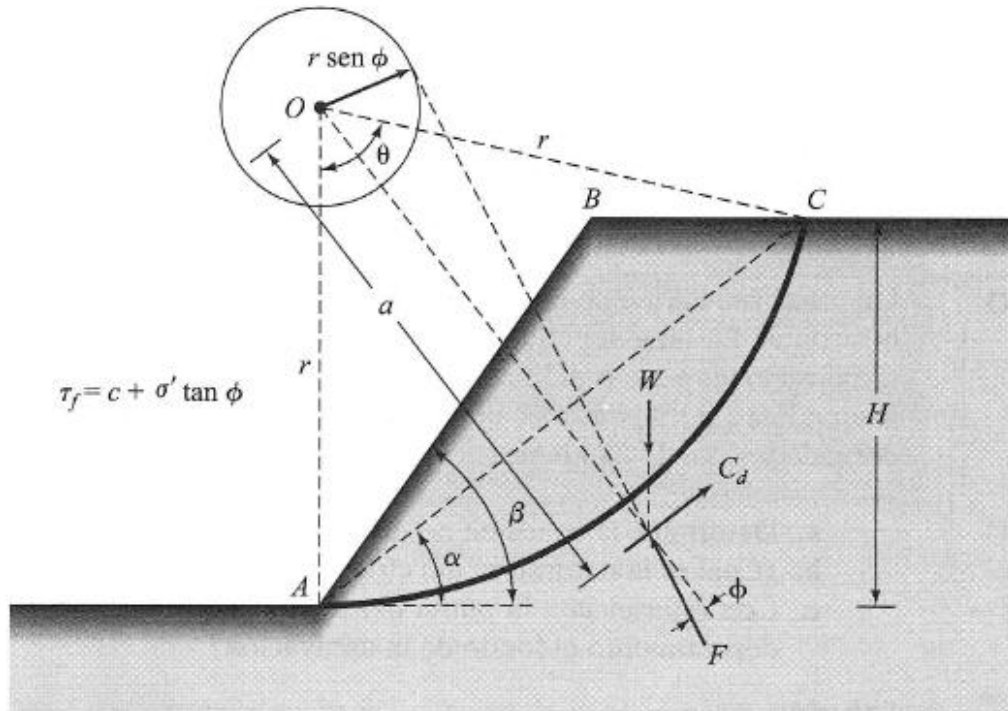
Los procedimientos de análisis de estabilidad se pueden dividir en dos tipos:

2) Procedimiento de masa

- Método de masa total (Superficie de falla circularmente cilíndrica en un suelo homogéneo con $\phi > 0$).** En este procedimiento la masa de suelo arriba de la superficie de deslizamiento se toma como unitaria. Es útil cuando el suelo que forma el talud se supone que es homogéneo, aunque no es común en la mayoría de taludes naturales (Das, 2001).

En la siguiente figura se muestra un talud en un suelo homogéneo (Das, 2001).

Figura 70 Deslizamiento de una masa de suelo con superficie circular

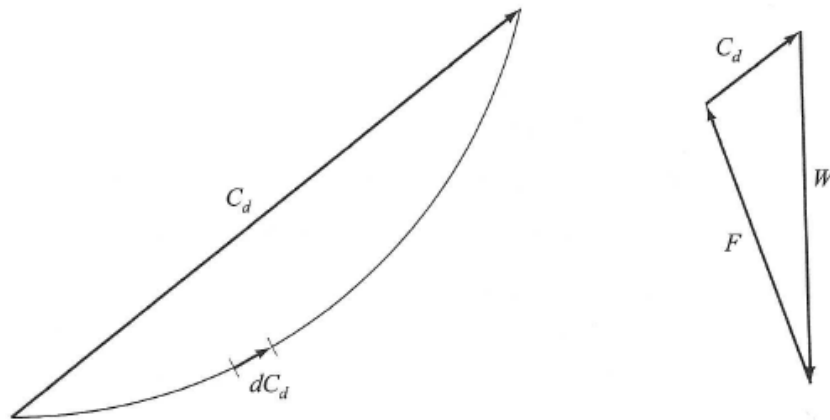


(Das, 2001)

La resistencia cortante del suelo está dada por la ecuación mencionada anteriormente (Das, 2001):

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi \quad (13)$$

Figura 71 Análisis de taludes en suelos homogéneos con $\phi > 0$



(Das, 2001)

Se supone que la presión de poro es 0, AC forma un arco circular de prueba que pasa por la punta del talud, O es el centro del círculo. Se define una longitud unitaria que es perpendicular a la sección del talud, con lo cual se puede encontrar el peso de la cuña de suelo con $ABC = W = (\text{Área de } ABC)(\gamma)$ (Das, 2001).

Por equilibrio también las siguientes fuerzas actúan sobre la cuña:

C_d , siendo la resultante de la fuerza cohesiva y equivale a la cohesión unitaria desarrollada multiplicada por la cuerda de AC , se define por la siguiente ecuación: $C_d = c_d(AC)$. C_d actúa paralela a la cuerda AC y a una distancia desde el centro del círculo O , de modo que (Das, 2001):

$$c_d(a) = c_d(AC)r \quad (61)$$

$$a = \frac{c_d(AC)r}{c_d} \quad (62)$$

F , se define como la resultante de las fuerzas normal y de fricción que ocurren a lo largo de la superficie de deslizamiento. La acción de F pasa por el punto de intersección de la línea de acción W y c_d (Das, 2001).

Si se supone que la fricción se encuentra movilizada ($\phi_d = \phi$ o $FS_\phi = 1$), como resultado la línea de acción F forma un ángulo de ϕ con la normal del arco y queda una tangente a un círculo con su centro O y radio de $r \sin \phi$. Este círculo es llamado círculo de fricción (Das, 2001).

Al conocer las dirección de las fuerzas W , C_d y F y la magnitud de WQ , se puede dibujar un polígono de fuerzas tal y como se muestra en la ilustración 44. C_d se encuentra con el polígono de fuerzas, la cohesión unitaria se puede encontrar con la relación $C_d = Cd/AC$ (Das, 2001).

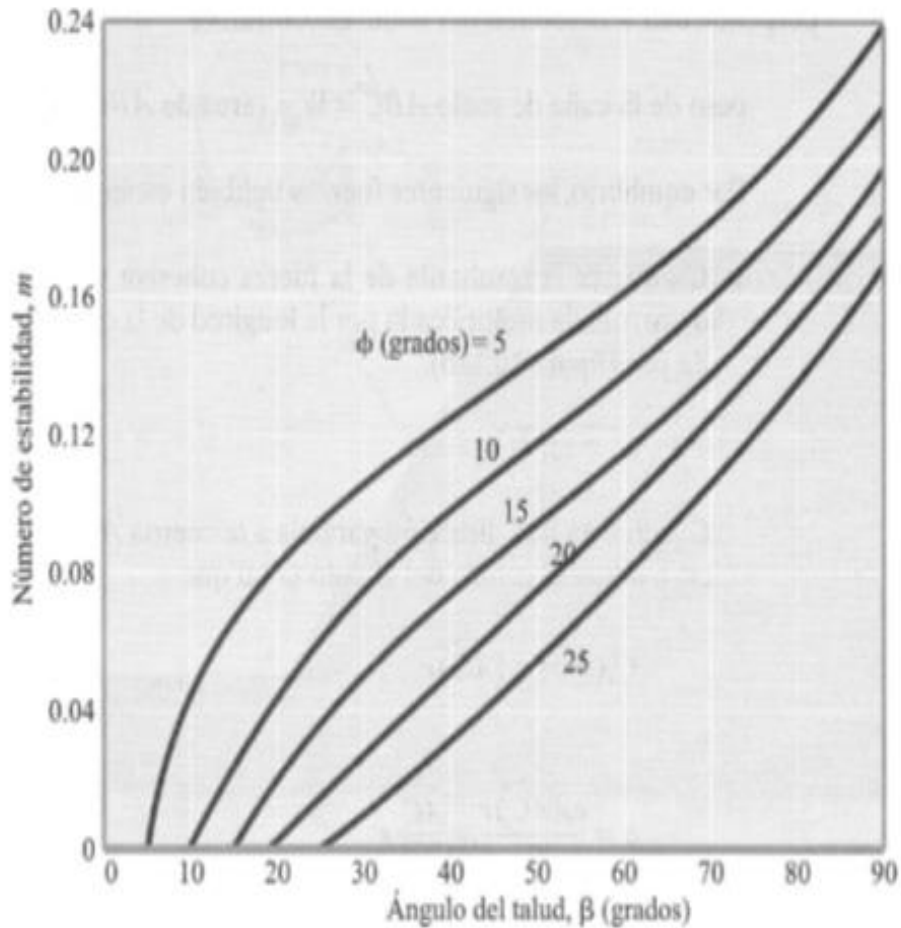
Se puede expresar la cohesión máxima desarrollada a lo largo de la superficie crítica como: $Cd = \gamma H(f(\alpha, \beta, \theta, \phi))$ (Das, 2001).

Para el equilibrio crítico, o sea $FS_c = FS_\phi = FS_s = 1$, se sustituye $H = H_{cr}$ y $Cd = c$, obteniendo como resultado:

$c = \gamma H_{cr} f(\alpha, \beta, \theta, \phi)$, o $\frac{c}{\gamma H_{cr}} = f(\alpha, \beta, \theta, \phi) = m$. Donde m = número de estabilidad (Das, 2001).

En la siguiente gráfica se dan varios valores de ϕ y β (Das, 2001):

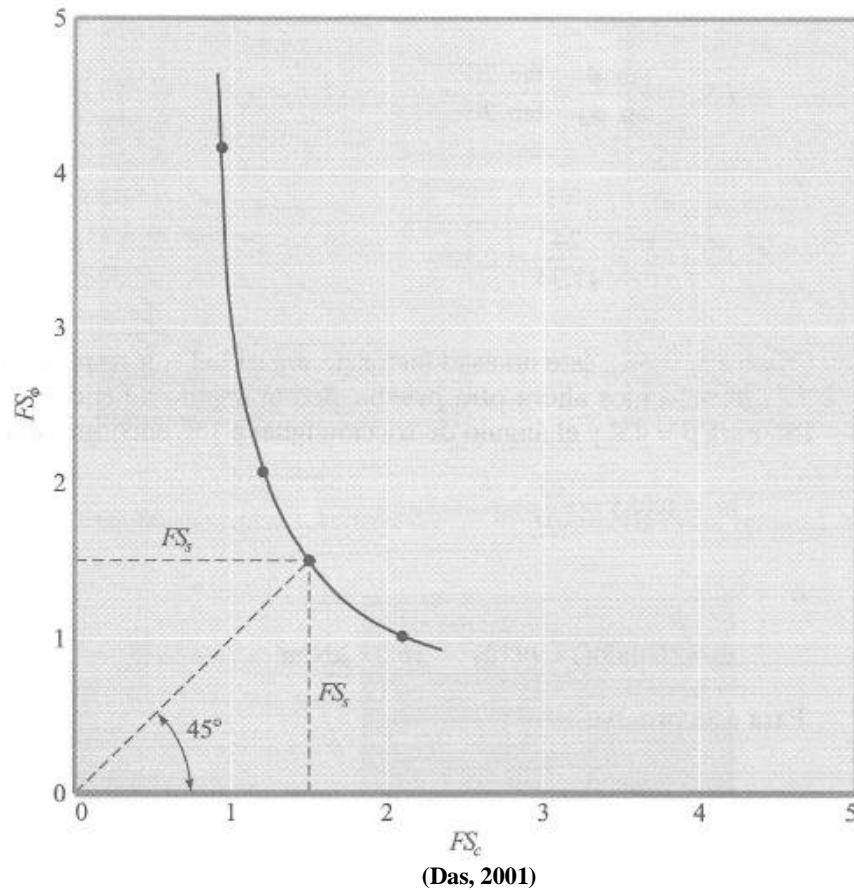
Gráfica 8 Número de estabilidad de Taylor para $\phi > 0$



(Das, 2001)

Se grafican los valores del factor de seguridad con respecto a la fricción con el factor de seguridad con respecto a la cohesión. Se traza una línea que pase por estos puntos. Después de esto, se traza una línea a 45° , saliendo del origen e intersectando dicha línea (Das, 2001).

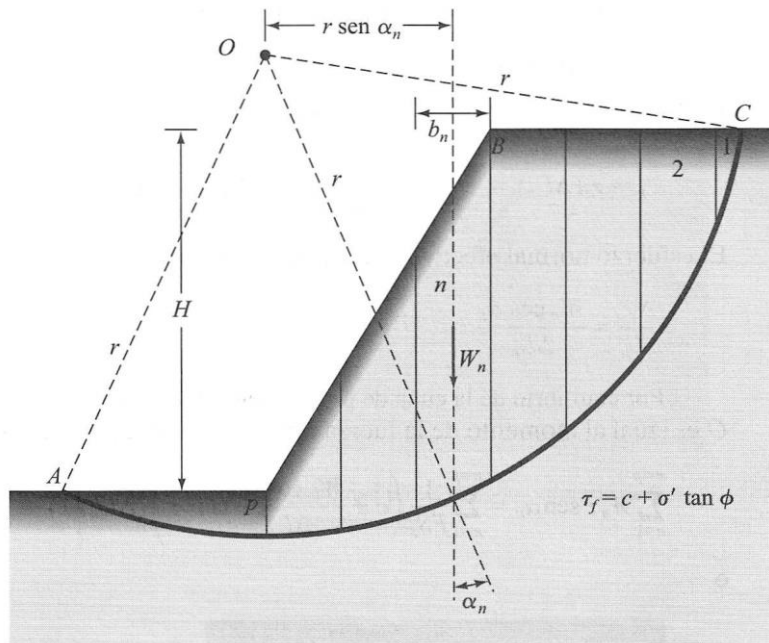
Gráfica 9 Factor de seguridad con respecto a la cohesión contra el factor de seguridad con respecto a la fricción



2) **Métodos de dovelas.** Estos procedimientos consisten en dividir la masa de suelo arriba de la superficie de deslizamiento en varias dovelas verticales paralelas. El ancho de las dovelas no tiene que ser el mismo. La estabilidad de cada dovela se calcula de forma separada. Esta es una técnica versátil en la que la no homogeneidad de los suelos y la presión del agua de poro se toma en consideración. También se toma en cuenta el esfuerzo normal a lo largo de la superficie potencial de falla (Das, 2001).

En este método, la superficie potencial de falla, en la sección, se asume de nuevo como un arco de círculo de centro O y radio r . La masa de suelo ($ABCD$), sobre una superficie de falla (AC) es dividida por planos verticales en una serie de dovelas de ancho b , como se muestra en la figura 72 (Craig, 2005).

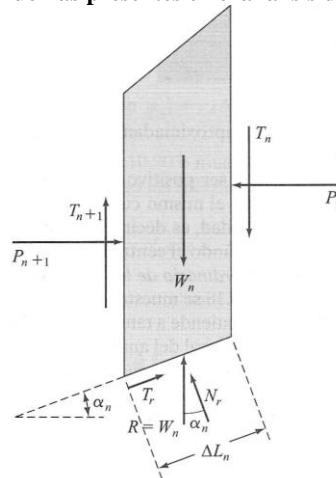
Figura 72 Superficie de falla circular dividida por dovelas



(Das, 2001)

Se considera una longitud unitaria perpendicular a la sección transversal, las fuerzas que actúan sobre una dovela típica (n-ésima dovela) se muestran en la figura 73 (Das, 2001).

Figura 73 Fuerzas presentes en el análisis de una dovela



(Das, 2001)

En esta dovela W_n es el peso de la dovela, T_r es la componente tangencial de R , N_r es la componente normal de R , P_n y P_{n+1} son las fuerzas normales horizontales sobre los lados de la dovela y T_n y T_{n+1} son las fuerzas cortantes que actúan en los lados de la dovela. Por simplicidad la presión de poro del agua se supone igual a cero (Das, 2001).

a) **Fellenius o Método Sueco.** Este método se basa en el equilibrio de fuerzas sin tomar en cuenta los momentos. No considera las fuerzas cortantes y axiales entre las dovelas. Considera únicamente deslizamientos circulares. No satisface equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizada como para dovelas individuales. Es muy utilizado por ser un procedimiento simple. Tiene la desventaja de ser muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros. En algunos casos proporciona factores de seguridad bajos. La deducción de este método es la siguiente (Das, 2001):

Considerando de equilibrio se tiene que (Das, 2001):

$$N_r = W_n \cos(\alpha_n) \quad (63)$$

La fuerza cortante resistente se representa como (Das, 2001):

$$T_r = \tau_d(\Delta L_n) = \frac{1}{FS_S} [c + \sigma' \tan(\phi)] \Delta L_n \quad (64)$$

El esfuerzo normal efectivo σ' es igual a (Das, 2001):

$$\frac{N_r}{\Delta L_n} = \frac{W_n \cos(\alpha_n)}{\Delta L_n} \quad (65)$$

Por equilibrio de la cuña ABC, se tiene que (Das, 2001):

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin(\alpha_n) = \sum_{n=1}^{n=p} \frac{1}{FS_S} \left(c + \frac{W_n \cos(\alpha_n) \tan(\phi)}{\Delta L_n} \tan(\phi) \right) (\Delta L_n)(r) \quad (66)$$

Despejando para FS_S , se obtiene que (Das, 2001):

$$FS_S = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c \Delta L_n + W_n \cos(\alpha_n) \tan(\phi))}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin(\alpha_n)} \quad (67)$$

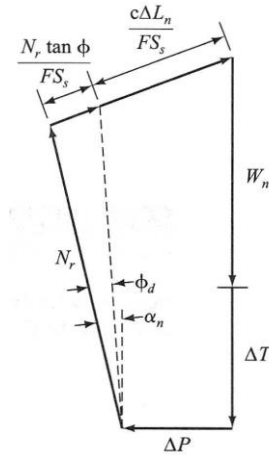
b) **Bishop.** En 1955, Bishop propuso una solución más refinada para el método ordinario de las dovelas. En este método, se considera el efecto de las fuerzas sobre los lados de cada dovela. Para hacer un análisis con este método se hace referencia a la Figura 72 y la Figura 73. Se estudia este método analizando las fuerzas que actúan en la n-esima dovela, mostrada en la Figura 73 (Das, 2001):

Se considera que $P_n - P_{n+1} = \Delta P$ y $T_n - T_{n+1} = \Delta T$ y la ecuación para T_r (Das, 2001):

$$T_r = N_r(\tan(\phi_d)) + c_d \Delta L_n = N_r \left(\frac{\tan(\phi)}{FS_S} \right) + \frac{c \Delta L_n}{FS_S} \quad (68)$$

En la siguiente figura se muestra el polígono de fuerzas para el equilibrio de la n-ésima dovela (Das, 2001).

Figura 74 Polígono de equilibrio de fuerzas



(Das, 2001)

Al sumar las fuerzas en la dirección vertical se observa que (Das, 2001):

$$W_n + \Delta T = N_r \cos(\alpha_n) + \left[\frac{N_r \tan(\phi)}{FS_S} + \frac{c \Delta L_n}{FS_S} \right] \text{sen}(\alpha_n) \quad (69)$$

Al despejar para N_r se tiene que (Das, 2001):

$$N_r = \frac{W_n + \Delta T - \frac{c \Delta L_n}{FS_S} \text{sen}(\alpha_n)}{\cos(\alpha_n) + \frac{\tan(\phi) \text{sen}(\alpha_n)}{FS_S}} \quad (70)$$

Al tomar los momentos respecto a O, se deduce que (Das, 2001):

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n r \text{sen}(\alpha_n) = \sum_{n=1}^{n=p} T_r \gamma \quad (71)$$

$$T_r = \frac{1}{FS_S} (c + \sigma' \tan(\phi)) \Delta L_n = \frac{1}{FS_S} (c \Delta L_n + N_r \tan(\phi)) \quad (72)$$

Al combinar las últimas tres ecuaciones se obtiene la siguiente ecuación (Das, 2001):

$$FS_S = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (cb_n + W_n \tan(\phi) + \Delta T \tan(\phi)) \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \text{sen}(\alpha_n)} \quad (73)$$

donde:

$$m_{\alpha(n)} = \cos(\alpha_n) + \frac{\tan(\phi) \text{sen}(\alpha_n)}{FS_S} \quad (74)$$

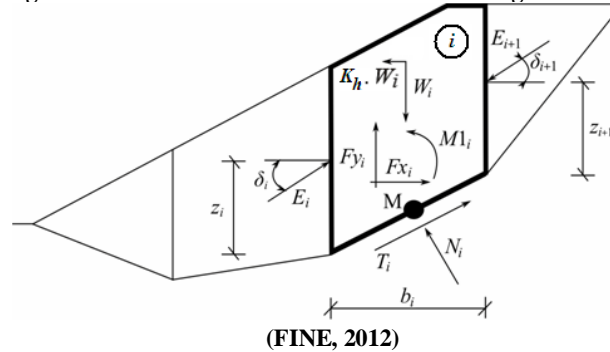
Por simplicidad, se considera que $\Delta T = 0$, dando origen al método de Bishop simplificado, con la siguiente ecuación (Das, 2001):

$$FS_S = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (cb_n + W_n \tan(\phi)) \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \text{sen}(\alpha_n)} \quad (75)$$

c) **Morgenstern y Price.** Morgenstern y Price desarrollaron un análisis general donde se cumplen todos los límites y las condiciones de equilibrio. En este análisis la superficie de falla puede ser cualquier forma, circular, no circular o compuesto. La superficie del terreno se representa por una función $y = z(x)$ y la superficie de falla ensayada se representa como $y = y(x)$ como se muestra en la figura que se muestra a continuación (FINE, 2012).

El método Morgenstern-Price es un método general de cortes que se realizan en la base del equilibrio límite. Se debe cumplir con el requisito de equilibrio de fuerzas y momentos actuando en bloques individuales. Los bloques se forman al dividir el suelo sobre la superficie terrestre. En la siguiente figura se muestran las fuerzas que actúan en bloques individuales (FINE, 2012).

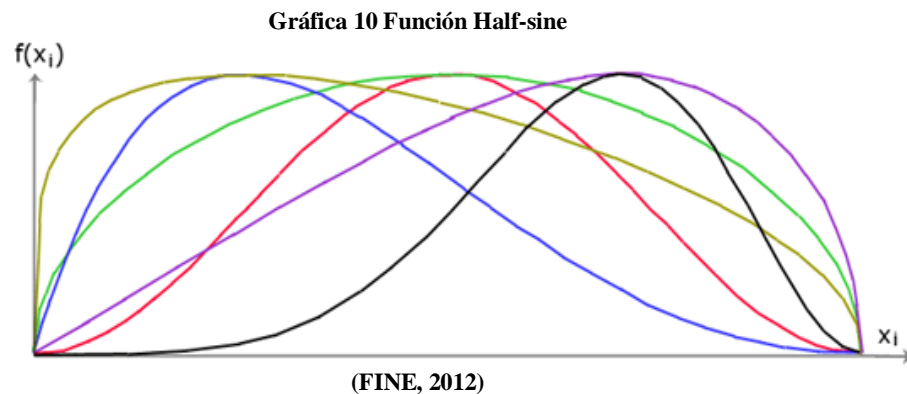
Figura 75 Análisis de un talud con el método Morgenstern-Price



Se asume que cada bloque va a contribuir a la misma fuerza como en el método Spencer. En el método Morgenstern-Price para calcular el equilibrio límite de las fuerzas y momento de los bloques individuales se asume lo siguiente (FINE, 2012):

- Los planos divididos entre bloques son verticales siempre.
- La línea de acción de peso del bloque W_i pasa por el centro del segmento i -th de la superficie de deslizamiento representada por el punto M.
- La fuerza normal N_i actúa en el centro del segmento i -th de la superficie de deslizamiento, en el punto M.
- La inclinación de las fuerzas E_i que actúan entre los bloques al punto extremo de la superficie de deslizamiento $\delta = 0$ es diferente en cada bloque (δ_i) (FINE, 2012).

La única diferencia entre el método Spencer y el método Morgenstern-Price son los requisitos mencionados anteriormente. La elección de los ángulos de inclinación δ_i de las fuerzas E_i actuando entre los bloques se realiza con la ayuda de la función Half-sine, una de las funciones en la siguiente figura es elegida en forma automática. La elección de la forma de la función tiene una influencia mínima en el resultado final, pero una elección adecuada puede mejorar la convergencia del método. El valor funcional de la función Half-sine $f(x_i)$ en el punto límite x_i multiplicado por el parámetro λ da como resultado el valor de la inclinación del ángulo δ_i (FINE, 2012).



La solución adopta las siguientes expresiones (FINE, 2012):

La relación entre la tensión efectiva y la tensión total de la fuerza normal que actúa en la superficie de deslizamiento (FINE, 2012):

$$N_i = N'_i + U_i \quad (76)$$

La condición de Mohr-Coulomb que relaciona la fuerza normal y la fuerza de corte en un segmento dado de la superficie de deslizamiento (N_i a T_i) (FINE, 2012):

$$T_i = (N_i - U_i) \tan(\Phi_i) + \frac{b_i}{\cos(\alpha_i)} = N'_i \tan(\Phi_i) + c_i \frac{b_i}{\cos(\alpha_i)} \quad (77)$$

La fuerza de la ecuación de equilibrio en la dirección normal del segmento i-th de la superficie de deslizamiento (FINE, 2012):

$$N'_i + U_i - W_i \cos(\alpha_i) + K_h W_i \sen(\alpha_i) + F y_i \cos(\alpha_i) - F x_i \sen(\alpha_i) + E_{i+1} \sen(\alpha_i - \delta_{i+1}) - E_i \sen(\alpha_i - \delta_i) = 0 \quad (78)$$

La fuerza de la ecuación de equilibrio a lo largo del segmento i-ésimo de la superficie de deslizamiento (FINE, 2012):

$$N'_i \frac{\tan(\Phi_i)}{FS} + \frac{c_i}{FS} \frac{b_i}{\cos(\alpha_i)} - W_i \sen(\alpha_i) - K_h W_i \cos(\alpha_i) + F y_i \sen(\alpha_i) + F x_i \cos(\alpha_i) (-E_{i+1} \cos(\alpha_i - \delta_{i+1}) + E_i \cos(\alpha_i - \delta_i)) = 0 \quad (79)$$

El momento de la ecuación de equilibrio sobre el punto M (FINE, 2012):

$$E_{i+1} \cos(\delta_{i+1}) \left(z_{i+1} - \frac{b_i}{2} \tan(\alpha_i) \right) - E_{i+1} \sen(\delta_{i+1}) \frac{b_i}{2} - E_i \cos(\delta_i) \left(z_i - \frac{b_i}{2} \tan(\alpha_i) \right) - E_i \sen(\delta_i) \frac{b_i}{2} + M_{1_i} - K_h W_i (y_M - y_{gi}) = 0 \quad (80)$$

Al modificar las fuerzas de las ecuaciones anteriores, se obtiene la siguiente fórmula recursiva (FINE, 2012):

$$E_{i+1} = \frac{[(W_i - Fy_i)\cos(\alpha_i) - (K_h W_i - Fx_i)\sin(\alpha_i) - U_i + E_i \sin(\alpha_i - \delta_i)] \frac{\tan(\Phi_i)}{FS} + \frac{c_i}{FS \cos(\alpha_i)} - (W_i - Fy_i)\sin(\alpha_i) - (K_h W_i - Fx_i)\cos(\alpha_i) + E_i \cos(\alpha_i - \delta_{i+1})}{\sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) \frac{\tan(\Phi_i)}{FS} + \cos(\alpha_i + \delta_{i+1})} \quad (81)$$

Con esta ecuación se pueden calcular todas las fuerzas E_i que actúan entre los bloques para un valor dado de δ_i y FS . En esta solución se asume que en el origen de la superficie de deslizamiento el valor E es conocido e igual a $E_l = 0$ (FINE, 2012).

$$z_{i+1} = \frac{\frac{b_i}{2}[E_{i+1}(\sin(\delta_{i+1}) - \cos(\delta_{i+1})\tan(\alpha_i)) + E_i(\sin(\delta_i) - \cos(\delta_i)\tan(\alpha_i))] + E_i z_i \cos(\delta_i) - M_{1i} + K_h W_i (y_M - y_{gi})}{E_{i+1} \cos(\delta_{i+1})} \quad (82)$$

Usando esta fórmula se pueden calcular todos los brazos z_i de las fuerzas que actúan entre los bloques para un valor dado de δ_i , conociendo el valor del lado izquierdo en el origen de la superficie de deslizamiento, donde $z_l = 0$ (FINE, 2012).

El factor de seguridad FS se determina haciendo lo siguiente (FINE, 2012):

1. Los valores iniciales de los ángulos δ_i se determinan según la función Half-sine, $\delta_i = \lambda f(x_i)$.
2. El factor de seguridad FS para los valores dados de δ_i se deduce de la ecuación (64), asumiendo el valor de $E_{n+1} = 0$ en el extremo de la superficie de deslizamiento.
3. El valor de δ_i está dado de la última ecuación, utilizando los valores de E_i determinados anteriormente con el requisito de tener el momento en el último bloque igual a cero. Los valores funcionales de $f(x_i)$ son los mismos todo el tiempo durante la iteración, iterando únicamente el parámetro de λ . La ecuación anterior no provee el valor de z_{n+1} ya que es igual a cero. Éste valor se satisface con la ecuación de momento.
4. Los pasos 2 y 3 se repiten hasta que el valor de δ_i es constante (FINE, 2012).

Se deben evitar las soluciones inestables para que el proceso de iteración sea correcto. Estas inestabilidades suceden si se tiene una división por cero en la ecuación de E_{i+1} y z_{i+1} . En la ecuación de z_{i+1} , se puede encontrar una división entre cero cuando se tiene $\delta_i = \pi/2$ o $\delta_i = -\pi/2$. El valor del ángulo α_i se debe encontrar dentro del intervalo de $(-\pi/2; \pi/2)$. La división entre cero en la expresión de E_{i+1} se encuentra si se tiene que (FINE, 2012):

$$FS = \tan(\phi_i)\tan(\delta_{i+1} - \alpha_i) \quad (83)$$

Otra comprobación que se debe prevenir para la inestabilidad numérica es la verificación de parámetros m_α , se satisface tomando en cuenta la siguiente condición (FINE, 2012):

$$m_\alpha = \cos(\alpha_i) + \frac{\sin(\alpha_i)\tan(\phi_i)}{FS} > 0.2 \quad (84)$$

Por esta razón, antes de comenzar la iteración, se necesita encontrar el valor crítico más alto de FS_{min} , que satisfaga las condiciones mencionadas anteriormente. Un valor debajo del valor crítico, se encuentra en un área de solución inestable, entonces la iteración inicia configurando FS_a un valor por encima de FS_{min} y todos los valores resultantes de FS de las iteraciones ejecutadas son mayores a FS_{min} (FINE, 2012).

J. MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN Y CONTROL DE EROSIÓN DE TALUDES

Existen varias formas de enfocar y resolver cada problema específico y la metodología que se requiere emplear depende de una serie de factores técnicos, sociales, económicos, políticos; con una gran cantidad de variables en el espacio y en el tiempo. A continuación se presentan algunas de las metodologías que se han utilizado para disminuir o eliminar el riesgo a los deslizamientos de tierra: (Suárez Díaz, 1998)

1. **PREVENCIÓN.** La prevención incluye el manejo de la vulnerabilidad, evitando la posibilidad de que se presenten riesgos o amenazas (Suárez Díaz, 1998).

Tabla 13 Métodos de prevención de la amenaza o el riesgo

Método	Ventajas	Desventajas
Disuasión con medidas coercitivas	Son muy efectivas cuando la comunidad está consciente del riesgo y colabora con el estado.	El manejo de los factores socioeconómicos y sociales es difícil.
Planeación del uso de la tierra	Es una solución ideal para zonas urbanas y es fácil de implementar.	No se puede aplicar cuando ya existe el riesgo.
Códigos técnicos	Presenta herramientas precisas para el control y prevención de amenazas.	Se requiere de una entidad que los haga cumplir.
Aviso y alarma	Disminuye en forma considerable el riesgo cuando es inminente.	Generalmente, se aplica después de ocurrido el desastre.

(Suárez Díaz, 1998)

- 2. ELUSIÓN DE LA AMENAZA.** Eludir la amenaza consiste en evitar que los elementos en riesgo sean expuestos a la amenaza de deslizamiento (Suárez Díaz, 1998).

Tabla 14 Métodos de elusión de amenazas de deslizamientos

Método	Aplicaciones	Limitaciones
Variantes o relocalización del proyecto.	Se recomienda cuando existe el riesgo de activar grandes deslizamientos difíciles de estabilizar o existen deslizamientos antiguos de gran magnitud. Puede ser el mejor de los métodos si es económico hacerlo.	Puede resultar costoso y el nuevo sitio o alineamiento puede estar amenazado por deslizamientos.
Remoción total de deslizamientos	Es atractivo cuando se trata de volúmenes pequeños de excavación.	La remoción de los deslizamientos puede producir nuevos movimientos.
Remoción parcial de materiales inestables	Se acostumbra el remover los suelos subsuperficiales inestables cuando sus espesores no son muy grandes.	Cuando el nivel freático se encuentra subsuperficial se dificulta el proceso de excavación.
Modificación del nivel del proyecto o subrasante de una vía.	La disminución de la altura de los cortes en un alineamiento de gran longitud puede resolver la viabilidad técnica de un proyecto.	Generalmente, al disminuir la altura de los cortes se desmejoran las características del proyecto.
Puentes o viaductos sobre los movimientos.	Muy útil en terrenos de pendientes muy alas.	Se requiere cimentar los puentes sobre suelo estable y las pilas deben ser capaces de resistir las fuerzas laterales del material inestable.

(Suárez Díaz, 1998)

- 3. CONTROL.** Métodos tendientes a controlar la amenaza activa antes de que se produzca el riesgo a personas o propiedades. Generalmente, consisten en estructuras

que retienen la masa en movimiento. Este tipo de obras se construyen abajo del deslizamiento para detenerlo después de que se ha iniciado (Suárez Díaz, 1998).

Tabla 15 Estructuras de control de masas en movimiento

Método	Ventajas	Desventajas
Bermas	Generalmente son económicas y rápidas de construir.	Se requiere un espacio grande a mitad del talud.
Trincheras	Sirven al mismo tiempo para controlar las aguas lluvias.	Los cantos fácilmente pasan por encima.
Estructuras de retención	Retienen las masas en movimiento.	Se pueden requerir estructuras algo costosas.
Cubiertas de protección	Son uno de los métodos más efectivos para disminuir el riesgo en carreteras.	Son muy costosas.

(Suárez Díaz, 1998)

4. ESTABILIZACIÓN. La estabilización de un talud comprende los siguientes factores:

- Determinar el sistema o combinación de sistemas de estabilización más apropiados, teniendo en cuenta todas las circunstancias del talud estudiado.
- Diseñar en detalle el sistema a emplear, incluyendo planos y especificaciones de diseño.
- Instrumentación y control durante y después de la estabilización. (Suárez Díaz, 1998)

Los sistemas de estabilización se pueden clasificar en cinco categorías principales:

- a. Conformación del talud o ladera.** Sistemas que tienden a lograr un equilibrio de masas, reduciendo las fuerzas que producen el movimiento (Suárez Díaz, 1998).

Tabla 16 Métodos de conformación topográfica para equilibrar fuerzas

Método	Ventajas	Desventajas
Remoción de materiales de la cabeza del talud.	Muy efectivo en la estabilización de deslizamientos rotacionales.	En movimientos muy grandes de masas a remover tendrían una gran magnitud.
Abatimiento de la pendiente.	Efectivo especialmente en suelos friccionantes.	No es viable económicamente en taludes de gran altura.
Terraceo de la superficie.	Buena estabilidad al deslizamiento, permite construir obras para controlar la erosión.	Cada terraza debe ser estable independientemente.

(Suárez Díaz, 1998)

b. Recubrimiento de la superficie. Métodos que tratan de impedir la infiltración o la ocurrencia de fenómenos superficiales de erosión, o refuerzan el suelo más subsuperficial. El recubrimiento puede consistir en elementos impermeabilizantes como el concreto o elementos que refuercen la estructura superficial del suelo como la cobertura vegetal (Suárez Díaz, 1998).

Tabla 17 Métodos de recubrimiento de la superficie del talud

Método	Ventajas	Desventajas
Recubrimiento de la superficie del talud.	El recubrimiento ayuda a controlar la erosión.	Se debe garantizar la estabilidad del recubrimiento.
Conformación de la superficie.	Puede mejorar las condiciones del drenaje superficial y facilitar el control de erosión.	Su efecto directo sobre la estabilidad es limitado.
Sellado de grietas superficiales.	Disminuye la infiltración de agua.	Las grietas pueden abrirse nuevamente y se requiere mantenimiento por periodos importantes de tiempo.
Sellado de juntas y discontinuidades.	Disminuye la infiltración de agua y presiones de poro en las discontinuidades.	Puede existir una gran cantidad de discontinuidades que se requiere sellar.
Cobertura vegetal.	Representan una alternativa ambientalmente excelente.	Pueden requerir mantenimiento para su establecimiento.

(Suárez Díaz, 1998)

c. Control de agua superficial y subterránea. Sistemas tendientes a controlar el agua y sus efectos, disminuyendo fuerzas que producen movimiento y / o aumentando las fuerzas resistentes (Suárez Díaz, 1998).

Tabla 18 Métodos de control de agua y presión de poros

Método	Ventajas	Desventajas
Canales superficiales para control de escorrentía	Se recomienda construirlos como obra complementaria en la mayoría de los casos. Generalmente, las zanjas se construyen arriba de la corona del talud.	Se deben construir estructuras para la entrega de las aguas y disipación de energía.
Subdrenes de zanja.	Muy efectivos para estabilizar deslizamientos poco profundos en suelos saturados subsuperficialmente.	Poco efectivos para estabilizar deslizamientos profundos o deslizamientos con nivel freático profundo

(Suárez Díaz, 1998)

Tabla 18 Métodos de control de agua y presión de poros (Continuación)

Método	Ventajas	Desventajas
Subdrenes horizontales de penetración.	Muy efectivos para interceptar y controlar aguas subterráneas relativamente profundas.	Se requieren equipos especiales de perforación y su costo puede ser alto
Galerías o túneles de subdrenaje.	Efectivos para estabilizar deslizamientos profundos en formaciones con permeabilidad significativa y aguas subterráneas.	Muy costosos.
Pozos profundos de subdrenaje.	Útiles en deslizamientos profundos con aguas subterráneas. Efectivos para excavaciones no permanentes.	Su uso es limitado debido a la necesidad de operación y mantenimiento permanente.

(Suárez Díaz, 1998)

d. Estructuras de contención. Métodos en los cuales se colocan fuerzas externas al movimiento aumentando las fuerzas resistentes, sin disminuir las actuantes. Las estructuras de contención son obras generalmente masivas, en las cuales el peso de la estructura es un factor importante y es común colocar estructuras ancladas en las cuales la fuerza se transmite al deslizamiento por medio de un cable o varilla de acero. Cada tipo de estructura tiene un sistema diferente de trabajo y se deben diseñar de acuerdo a su comportamiento particular (Suárez Díaz, 1998).

Tabla 19 Métodos de estructuras de contención

Método	Ventajas	Desventajas
Relleno o berma de roca o suelo en la base del deslizamiento.	Efectivos en deslizamientos no muy grandes especialmente en los rotacionales actuando como contrapeso.	Se requiere una cimentación competente para colocar el relleno.
Muros de contención convencionales, de tierra armada etc.	Útiles para estabilizar masas relativamente pequeñas	Se requiere una buena calidad de cimentación. Son poco efectivos en taludes de gran altura.
Pilotes	Son efectivos en movimientos poco profundos, en los cuales existe suelo debajo de la superficie de falla que sea competente para permitir el hincado y soporte de los pilotes.	No son efectivos en deslizamientos profundos o cuando aparece roca o suelo muy duro debajo de la superficie de falla. Poco efectivos en deslizamientos rotacionales
Anclajes o pernos	Efectivos en roca, especialmente cuando es estratificada.	Se requieren equipos especiales y son usualmente costosos.
Pantallas ancladas	Útiles como estructuras de contención de masas de tamaño pequeño a mediano.	Existen algunas incertidumbres sobre su efectividad en algunos casos, especialmente, cuando hay aguas subterráneas y son generalmente costosas.

(Suárez Díaz, 1998)

e. Mejoramiento del suelo. Procesos físicos y químicos que aumentan la cohesión y/o la fricción de la mezcla suelo-producto estabilizante o del suelo modificado (Suárez Díaz, 1998).

Tabla 20 Métodos para mejorar la resistencia del suelo

Método	Ventajas	Desventajas
Inyecciones o uso de químicos.	Endurecen el suelo y pueden cementar la superficie de falla	La disminución de permeabilidad puede ser un efecto negativo
Magmaficación	Convierte el suelo en roca utilizando rayos especiales desarrollados por la industria espacial.	Su utilización en la actualidad es solamente para uso experimental.
Congelación.	Endurece el suelo al congelarlo.	Efectos no permanentes.
Electro-osmosis.	Reducen el contenido de agua	Utilización para estabilización no permanente.
Explosivos.	Fragmenta la superficie de falla.	Su efecto es limitado y puede tener efectos negativos.

(Suárez Díaz, 1998)

Las obras pueden ser definitivas o pueden ser temporales de acuerdo al método utilizado. Generalmente en la estabilización de deslizamientos se emplean sistemas combinados que incluyen dos o más tipos de control de los indicados anteriormente; en todos los casos debe hacerse un análisis de estabilidad del talud ya estabilizado y se debe llevar un seguimiento del proceso durante la construcción y algunos años después (Suárez Díaz, 1998).

5. BIOTECNOLOGÍA (MÉTODOS COMPATIBLES CON VEGETACIÓN). La estabilización de taludes por el uso combinado de vegetación y elementos estructurales adicionales trabajando de una manera conjunta e integrada, se le conoce como estabilización *Biotecnológica* de taludes. Este concepto de estabilización comprende parámetros ambientales muy importantes y su efectividad ha sido extraordinaria (Suárez Díaz, 1998).

Pastos y plantas diseñadas con el propósito de producir refuerzo del suelo se pueden plantar junto con muros de contención o sistemas estructurales de estructura abierta, en forma de grilla, con espacios para el crecimiento de la vegetación. El uso de piedra conjuntamente con vegetación para la estabilización de un talud, en el cual la vegetación ayudó a retener los bloques de roca y al mismo tiempo reforzar el talud (Suárez Díaz, 1998).

La utilización de mantos orgánicos o mantos sintéticos junto con la vegetación conforman una protección integral contra la erosión. Generalmente, estos materiales se desintegran después de que las plantas crecen y se establecen en forma permanente (Suárez Díaz, 1998).

Tabla 21 Sistemas de protección utilizando biotecnología

Categoría	Descripción
Vegetación convencional.	Siembra por semillas estolones o macetas.
Plantas maderables utilizadas como refuerzo.	Estacas vivas y colchones de maleza.
Estructuras con vegetación.	Gaviones, estructuras de llantas usadas, muros criba, geomallas, revestimientos sintéticos.

(Suárez Díaz, 1998)

La utilización de trinchos utilizando estacas vegetales y de muros criba con maderas y ramas de maleza representan soluciones muy interesantes para el manejo de taludes. La biotecnología por sus características ambientales es muy atractiva para la estabilización de taludes (Suárez Díaz, 1998).

- a. **Abatimiento de taludes.** Al disminuir la pendiente del talud, el círculo crítico de falla se hace más largo y más profundo para el caso de un talud estable, aumentándose en esta forma el factor de seguridad. El abatimiento se puede lograr por corte o por relleno (Suárez Díaz, 1998).

El abatimiento de la pendiente del talud es económicamente posible en taludes de poca altura, pero no ocurre lo mismo en taludes de gran altura, debido al aumento exagerado de volumen de tierra de corte con el aumento de la altura. El abatimiento por relleno en ocasiones no es posible por falta de espacio en el pie del talud (Suárez Díaz, 1998).

En suelos puramente friccionantes, como algunas arenas, su estabilidad depende de la inclinación del talud. Si el terreno del talud es friccionante, se puede tender su pendiente y mejorar su estabilidad. En suelos puramente cohesivos, como algunas arcillas, la estabilidad del talud depende principalmente de la altura de dicho talud, y al cambiar la inclinación del talud se mejora muy poco y a veces nada su estabilidad. En suelos con cohesión y fricción, cuando se tiende el talud, se aumenta la estabilidad en general (Juárez, 1987).

b. Empleo de bermas laterales o frontales. Las bermas son masas de suelo generalmente del mismo tipo que el propio talud, que se colocan correctamente en el lado exterior de dicho talud con el fin de aumentar su estabilidad (Juárez, 1987).

Regularmente una berma incrementa la estabilidad del talud por tres razones importantes que son:

- Su propio peso, en la parte que queda hacia fuera de la vertical que pasa por el centro del círculo de falla, la cual hace que se disminuya el momento motor.
- Se aumenta el momento resistente al incrementar la longitud del arco de falla por efecto de la propia berma.
- Se redistribuyen los esfuerzos cortantes que se producen en el terreno de cimentación. La presencia de la berma hace que la distribución de esfuerzos sea más favorable y que un volumen de terreno de cimentación ayude a resistir estos esfuerzos (Juárez, 1987).

En los cálculos prácticos se debe tener en cuenta que la presencia de la berma cambia la ubicación de la superficie de falla crítica, entonces su colocación necesita otro cálculo de la estabilidad del nuevo talud protegido por la berma (Juárez, 1987).

Se debe considerar en los cálculos prácticos que la construcción de una berma cambia la ubicación de la superficie de falla crítica. Por esto se debe realizar nuevamente el cálculo de la estabilidad del talud donde se ubica la berma (Juárez, 1987).

Para tener un valor aproximado, se debe suponer el ancho de berma de aproximadamente la mitad de la base del terraplén o una altura con la cual el peso de la berma produzca un momento igual al necesario para alcanzar un factor de seguridad requerido. Al hacer esto se procede hasta fijar la berma mínima que cumpla lo requerido (Juárez, 1987).

Imagen 25 Utilización de bermas en un talud

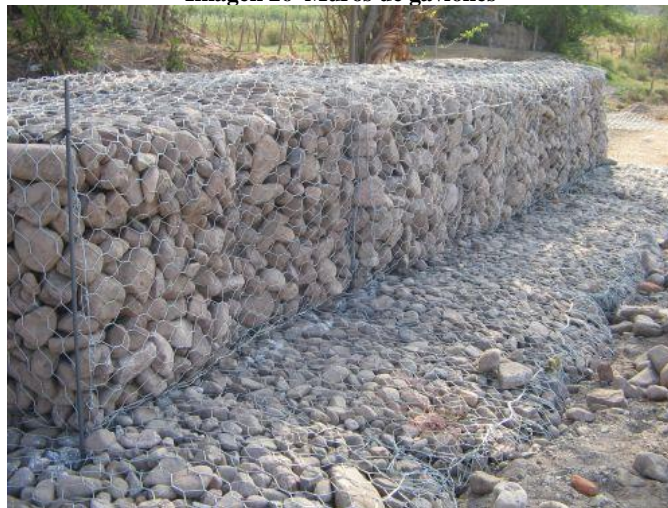


(Gobierno de la Rioja, 2012)

c. Muros de gaviones. Un gavión es una caja con forma prismática regular, fabricada con malla metálica alambre galvanizado. La rigidez de la malla facilita la instalación del gavión. Los muros de gaviones se comportan de forma similar a un muro de gravedad y tienen las siguientes ventajas:

- Se adaptan a los asentamientos.
- Tienen una alta capacidad de drenaje.
- Una atractiva integración al medio (Ginesta, 2012).

Imagen 26 Muros de gaviones



(Ginesta, 2012)

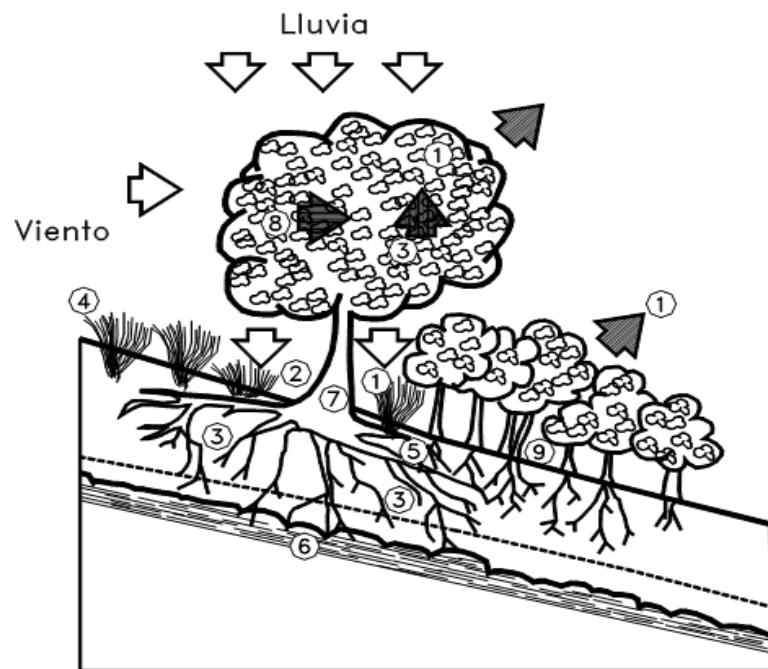
6. EFECTOS DE LA VEGETACIÓN SOBRE EL SUELO. Para poder analizar los fenómenos del efecto de la vegetación sobre el suelo se requiere investigar las características específicas de la vegetación, en el ambiente natural que se esté estudiando (Suárez Díaz, 1998).

Entre los factores importantes se sugiere analizar los siguientes: Volumen y densidad de follaje, tamaño, ángulo de inclinación y aspereza de las hojas, altura total de la cobertura vegetal, presencia de varias capas diferentes de cobertura vegetal, tipo, forma, profundidad, diámetro, densidad, cubrimiento y resistencia del sistema de raíces (Suárez Díaz, 1998).

El tipo de vegetación, tanto en el talud como en el área arriba del talud es un parámetro importante para su estabilidad. La vegetación cumple dos funciones principales. En primer lugar tiende a determinar el contenido de agua en la superficie y, además, da consistencia por el entramado mecánico de sus raíces (Suárez Díaz, 1998).

Como controlador de infiltraciones tiene un efecto directo sobre el régimen de aguas subterráneas y actúa posteriormente como secador del suelo, al tomar el agua que requiere para vivir (Suárez Díaz, 1998).

Figura 76 Efectos de la vegetación sobre la estabilidad de una ladera



(Suárez Díaz, 1998)

Factores:

- Intercepta la lluvia.
- Aumenta la capacidad de infiltración.
- Extrae la humedad del suelo.
- Grietas por desecación.
- Raíces refuerzan el suelo, aumentando resistencia al cortante.
- Anclan el suelo superficial a mantos más profundos.
- Aumentan el peso sobre el talud.
- Transmiten al suelo fuerza del viento.
- Retienen las partículas del suelo disminuyendo susceptibilidad a la erosión (Suárez Díaz, 1998).

La deforestación, por otro lado, puede afectar la estabilidad de un talud de varias formas:

- Disminuyen las tensiones capilares de la humedad superficial.
- Se elimina el factor de refuerzo de las raíces.
- Se facilita la infiltración masiva de agua (Suárez Díaz, 1998).

La quema de la vegetación aumenta la inestabilidad de los taludes, especialmente si esto ocurre en áreas de coluviones en los cuales la vegetación ejerce un papel preponderante en la estabilidad, especialmente por la eliminación del refuerzo de las raíces y por la exposición a la erosión acelerada (Suárez Díaz, 1998).

Las diferentes partes de una planta cumplen funciones específicas desde el punto de manejo geotécnico (Suárez Díaz, 1998).

Tabla 22 Componentes de la planta y sus funciones

Parte de la planta	Función
Raíz	Anclaje, absorción, conducción y acumulación de líquidos.
Tallo	Soporte, conducción y producción de nuevos tejidos.
Hojas	Fotosíntesis, transpiración.

(Suárez Díaz, 1998)

Las raíces cumplen una función muy importante de absorción. Grandes cantidades de agua son absorbidas por las plantas junto con minerales y productos que la planta requiere para su alimentación (Suárez Díaz, 1998).

a. Control de erosión. La vegetación con mayor densidad de follaje amortigua más eficientemente el golpe de la lluvia y disminuye la erosión. En hierbas y pastos la densidad y volumen del follaje actúan como un colchón protector contra los efectos erosivos del agua de escorrentía (Suárez Díaz, 1998).

En lo referente a control de erosión se ha encontrado que donde hay árboles altos la erosión es menor que en el caso de arbustos. Además, se ha encontrado que las hierbas o maleza protegen generalmente mejor contra la erosión que los pastos. La mejor protección contra la erosión y los deslizamientos, se obtiene estableciendo conjuntamente todos los sistemas de vegetación, incluyendo los musgos y demás variedades (Suárez Díaz, 1998).

b. Acción de refuerzo de las raíces

1) Características de las raíces. Las características de las raíces dependen de la especie vegetal, la edad, las propiedades del perfil de suelo y el medio ambiente. Las raíces de diámetro menor a 20 milímetros son las más importantes para la estabilidad de un talud que las raíces de mayor diámetro (Suárez Díaz, 1998).

Otros factores que contribuyen a la resistencia del sistema suelo- raíces son: la densidad de raíces por volumen de suelo, y el número de raíces por unidad de área y su diámetro, el cual puede evaluarse como una relación de áreas raíz-suelo en un plano determinado de falla (Suárez Díaz, 1998).

2) Resistencia del sistema suelo – raíces. En la literatura se encuentran informes contradictorios, relacionados con el efecto de las raíces sobre la resistencia al cortante de los suelos. Mientras Gray (1974) observa que las raíces aumentan la resistencia al cortante por incremento de la cohesión aparente del suelo, reportando incrementos de resistencia hasta de 3 a 4 veces; Yagi y otros (1994) encontraron en pruebas de laboratorio que no existe prácticamente ninguna variación en el ángulo de fricción y la cohesión por la presencia de raíces o el aumento del porcentaje volumétrico de raíces en el suelo (Suárez Díaz, 1998).

Sin embargo, Gray y Ohashi (1983) indicaron que la orientación de las raíces a un ángulo de 60 grados con la superficie de cortante aumenta a un

máximo la resistencia al cortante, equivalente a la dirección principal de tensión, lo cual se entiende como una resistencia generada por la tensión en las raíces (Suárez Díaz, 1998).

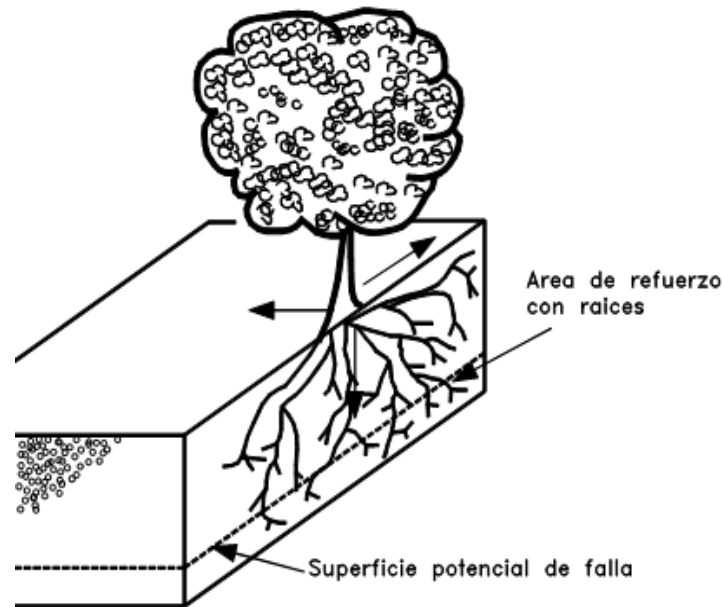
Las raíces de árboles y arbustos poseen un comportamiento a la tensión con un bajo módulo de elasticidad y según Gray y Ohashi (1983) no se rompen durante el proceso de corte del suelo. Sin embargo, ensayos realizados con raíces en Colombia muestran deformaciones a rotura muy compatibles con el comportamiento al cortante de los suelos en la mayoría de las raíces ensayadas, especialmente en raíces con diámetro superior a 1 mm. El porcentaje de deformación a la rotura disminuye al aumentar el diámetro en la mayoría de las especies ensayadas (Suárez Díaz, 1998).

La resistencia promedio a la tensión de las raíces depende de las características y estructura de la planta y pueden variar desde 1300 p.s.i. hasta 7000 p.s.i. Las raíces de mayor diámetro dan generalmente, menores valores de resistencia a la tensión, en las mismas condiciones (Suárez Díaz, 1998).

Las raíces refuerzan la estructura del suelo y pueden actuar como anclajes en las discontinuidades. Sidle (1985) explica el efecto de las raíces sobre la resistencia del suelo en tres formas:

- Unir materiales de los suelos inestables a mantos más estables. Este efecto es más pronunciado donde la superficie crítica de falla se encuentra en la zona de raíces.
- Formar una red densa entretrejida en los primeros 30 a 50 centímetros de suelo, y esta red forma una membrana lateral que tiende a reforzar la masa de suelo más superficial y sostenerla en el sitio.
- Las raíces individuales actúan como anclajes que estabilizan los arcos de suelo que se extienden a través del talud. Las raíces actúan como pilas de refuerzo (Suárez Díaz, 1998).

Figura 77 Refuerzo de superficie de falla por las raíces de los árboles



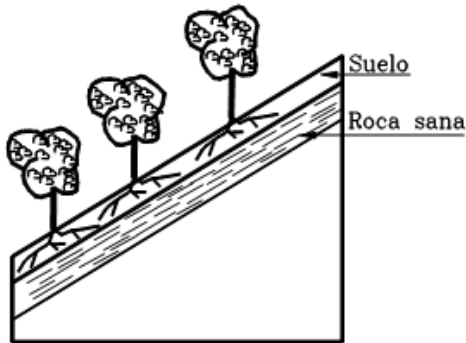
(Suárez Díaz, 1998)

Una clasificación del refuerzo de taludes con las raíces de los árboles fue propuesta por Tsukamoto y Kusakabe (1984).

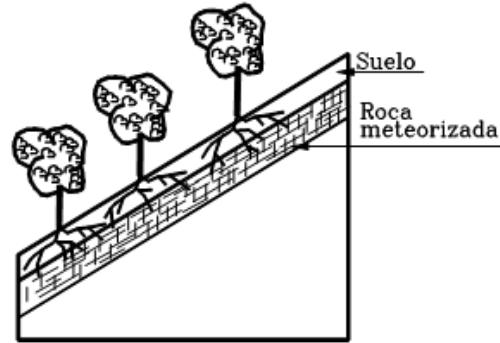
- TIPO A: Taludes que poseen una capa muy delgada de suelo sobre roca masiva y sin defectos que permitan puntos de anclaje para las raíces y una superficie de falla potencial entre el suelo y la roca.
- TIPO B: Una capa delgada de suelo sobre una roca con fracturas o defectos que permiten la entrada y anclaje de las raíces.
- TIPO C: Varias capas de suelo y las raíces penetran normalmente las interfaces reforzando los contactos entre las diversas capas.
- TIPO D: Taludes con una capa gruesa de suelo y raíces a profundidades superiores a las de las superficies potenciales de falla (Suárez Díaz, 1998).

Figura 78 Tipos de anclaje de la superficie de falla por acción de las raíces

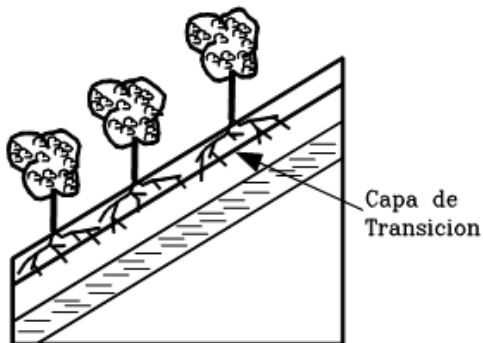
Tipo A
No hay anclaje.



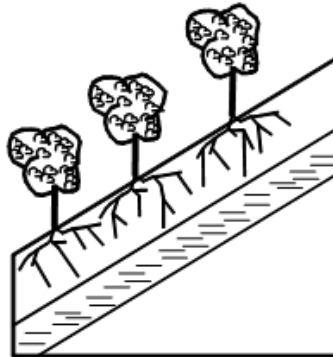
Tipo B
Anclaje del suelo a la roca.



Tipo C
Anclaje entre capas de suelo



Tipo D
Falla por debajo de la profundidad de las raíces.



(Suárez Díaz, 1998)

Un factor importante de la estructura radicular es su efecto de unir los grupos de partículas, impidiendo la ocurrencia de pequeños deslizamientos. Ensayos realizados por Campos (1991) demuestran que las raíces aumentan la cohesión de muestras de suelo en una proporción importante. Para reducir el riesgo de movimientos, el espaciamiento de las plantas debe ser lo más cercano posible (Suárez Díaz, 1998).

3) **Efecto de anclaje.** Un efecto positivo muy importante es el “anclaje” de masas de suelo por las raíces. Las características físicas de las raíces determinan el efecto de anclaje o refuerzo del suelo y la densidad del sistema radicular mejora la retención de las partículas o masas de suelo, aumentando la resistencia a la erosión (Suárez Díaz, 1998).

El fenómeno del efecto de refuerzo de las raíces debe estudiarse en una forma global analizando la superficie de falla al cortante de un talud, pudiéndose observar dos elementos principales:

- La movilización de la resistencia a la tensión de las raíces por efecto de anclaje de las raíces a materiales más resistentes: Este efecto es muy importante en perfiles de poco espesor de suelos residuales en los cuales las raíces se anclan en la roca o en los materiales menos meteorizados.
- La profundización de la superficie crítica de falla a profundidades por debajo del volumen de presencia densa de raíces. Este efecto es importante en perfiles de suelo de gran espesor (Suárez Díaz, 1998).

4) Efectos de la deforestación. Los efectos de la deforestación sobre la estabilidad de los taludes pueden no ser inmediatos. Inicialmente se produce un cambio hidrológico y un aumento de la erosión superficial y de la infiltración, pero los efectos desastrosos se observan, cuando la infraestructura radicular original se descompone, generalmente entre 2 a 5 años después de la deforestación (Suárez Díaz, 1998).

c. Análisis de estabilidad teniendo en cuenta las raíces

1) Resistencia del sistema suelo-raíces. La resistencia total S del sistema suelo-raíces puede expresarse por medio de la ecuación modificada de Coulomb:

$$S = (S_s + \Delta S_R) + \sigma' \tan \varphi' \quad (85)$$

donde

S =Resistencia del sistema con raíces

σ' =Esfuerzo Normal

φ' = Angulo de fricción del suelo (Suárez Díaz, 1998)

El modelo propuesto para análisis incluye la metodología del sistema de Janbú (1973), adicionando fuerzas de tensión calculadas por unidad de área de superficie de falla. La dirección de cada fuerza es tangente a la superficie de falla y su valor depende de la densidad de raíces, y la resistencia calculada de la raíz para el diámetro promedio de raíces y su efecto solamente se tiene en cuenta

hasta la profundidad hasta la cual la densidad de raíces es de más del 10% del área paralela a la superficie del talud. Esto equivale a asimilar el efecto de las raíces a una cohesión (Suárez Díaz, 1998).

Las raíces de diámetro superior a 1 mm representan un anclaje real que puede tenerse en cuenta en el análisis de estabilidad de un talud o ladera, utilizando los modelos matemáticos tradicionales de la mecánica de suelos (Suárez Díaz, 1998).

2) Incremento del esfuerzo cortante. Cuando la raíz de una planta penetra una superficie de corte potencial en un perfil de suelo, la distorsión de la zona de corte desarrolla tensión en la raíz; el componente de esta tensión tangencial a la zona de corte directamente resiste el corte, mientras que la componente normal incrementa el esfuerzo de confinamiento en el plano de falla (Hengchaovanich & Nilaweera).

Este modelo asume que las raíces son movidas por completo durante el corte. La resistencia a tensión movilizada de las raíces se traduce en un incremento de fuerza cortante en el suelo, como se expresa en la siguiente ecuación (Hengchaovanich & Nilaweera):

$$\Delta s = t_R [\cos\theta \tan\phi + \sin\theta] \quad (86)$$

donde:

θ = Ángulo de distorsión del cortante

ϕ = Ángulo de fricción interna

t_R = Fuerza de tensión promedio de las raíces por área unitaria de suelo (Hengchaovanich & Nilaweera).

La fuerza de tensión promedio de las raíces por unidad de área de suelo puede determinarse multiplicando la fuerza de tensión promedio de las raíces por la fracción de la sección de suelo que está ocupada por raíces, o la razón *Área raíz/Área suelo* (A_r/A) (Hengchaovanich & Nilaweera).

3) **Limitaciones del modelo.** Investigaciones muestran que al comparar el incremento de resistencia cortante de este modelo con los ensayos muestras de suelo con raíces a cortante directo, el primero será una sobreestimación de hasta tres veces el resultado del segundo. Estas disparidades pueden deberse a las suposiciones realizadas respecto al modelo de refuerzo de raíces y la naturaleza de los especímenes utilizados en las pruebas a tensión (Hengchaovanich & Nilaweera).

En el modelo se asume que las raíces se mueven completamente con el suelo, mientras que en la realidad estas pueden romperse o arrancarse cuando se mueve el plano de corte, disminuyendo la resistencia esperada (Hengchaovanich & Nilaweera).

Por otro lado, aunque la penetración de las raíces de Vetiver es generalmente vertical, algunas raíces pueden quedar en dirección oblicua respecto a la superficie de corte, lo que también puede disminuir la resistencia a corte (Hengchaovanich & Nilaweera).

La profundidad de las raíces y su ubicación respecto al círculo de corte tienen una fuerte influencia en el incremento de la resistencia cortante del talud (Hengchaovanich & Nilaweera).

d. Limitaciones de la protección vegetal. El establecimiento exitoso de vegetación en un talud está determinado por muchos factores tales como: época de siembra, pendiente del talud, localización, y composición de los materiales del talud. Las épocas ideales de plantación son las semanas anteriores a la temporada de lluvias, sin embargo se puede realizar el plante en épocas secas disponiendo de un programa adecuado de riego (Suárez Díaz, 1998).

La pendiente de los taludes tiene un efecto importante en el esfuerzo requerido para establecer la cobertura vegetal. Para taludes de pendiente alta se requiere colocar elementos de anclaje para los pastos y bermas para los árboles. En taludes de pendiente fuerte se aconseja no sembrar árboles, sino arbustos para disminuir las fuerzas del viento sobre ellos (Suárez Díaz, 1998).

Si los materiales son muy duros se puede requerir la excavación de cajas profundas para la siembra de cada arbusto y deben utilizarse cantidades importantes de suelo orgánico o fertilizantes (Suárez Díaz, 1998).

Con referencia a la localización del talud, los taludes que reciben la exposición directa del sol de la tarde presentan mayores dificultades para la vegetación, que los que reciben el sol de la mañana o poseen condiciones de sombra relativa (Suárez Díaz, 1998).

Deben analizarse, además, los factores relacionados con la presencia del hombre: Pisoteo, quemas, basuras, humo de los vehículos, etc. (Suárez Díaz, 1998).

e. Efectos negativos. En ocasiones la vegetación puede traer efectos negativos como es la apertura de grietas en los macizos rocosos. Algunas plantas favorecen el mantenimiento de la humedad en el suelo como es el caso de las plantaciones de Banano (Suárez Díaz, 1998).

El sistema de siembra a lo largo de las líneas de nivel, como es costumbre en las zonas cafeteras de Colombia, favorece la infiltración del agua de escorrentía, minimizando el transporte de suelo por erosión pero facilitando la formación de niveles freáticos altos y de grandes deslizamientos (Suárez Díaz, 1998).

Debe tenerse en cuenta que cuando las lluvias son muy intensas y de larga duración, el efecto de la vegetación sobre el ciclo hidrológico es mínimo. El efecto sin embargo es muy importante en áreas con regímenes moderados de lluvias (Suárez Díaz, 1998).

K. DRENAJE SUPERFICIAL

La función principal de la construcción de los drenajes superficiales es reducir la infiltración y evitar la erosión para que los taludes sean más estables (Suarez, 2009).

El sistema debe recolectar la escorrentía del talud y de la cuenca de drenaje arriba del talud para evitar que el agua penetre la zona de deslizamiento, esto se puede lograr construyendo zanjas interceptoras en la parte alta comúnmente llamadas zanjas de coronación, posteriormente el agua se debe llevar a un sitio seguro del deslizamiento. No es

recomendable el uso de conducción en tubería porque puede agrietarse o taponarse, lo cual generaría problemas de infiltración masivos (Suarez, 2009).

Es necesario implementar medidas para desviar el agua de lluvia hacia los sistemas de drenaje, porque puede causar daños al talud por erosión, almacenamientos e infiltraciones. Entre las medidas que más aplica podemos mencionar las siguientes: sellado de grietas con arcilla y empradización, imprimación del talud con asfalto, recubrimiento con plásticos, recubrimiento parcial o total con enrocado, conformación y nivelación para evitar o eliminar depresiones y alcantarillas superficiales. Se puede aplicar el Sistema Vetiver para mejorar la estabilización y proteger contra la erosión la zona de deslizamiento del talud (Suarez, 2009).

Después de ocurrido un deslizamiento es necesario aplicar drenajes superficiales temporales para evitar que siga ampliándose. Los más comunes son los diques o canales de bolsas de polipropileno o vibras vegetales llenas de suelo (Suarez, 2009).

1. CAUDAL DE ESCORRENTÍA. El caudal de la escorrentía que recoge el sistema incluye varios factores: Intensidad de la lluvia, área de drenaje, pendiente y longitud de los taludes a drenarse, naturaleza y extensión de la vegetación o cultivos, condiciones de la superficie y naturaleza de los suelos subsuperficiales (Suarez, 2009).

Para el diseño de obras de drenaje en taludes se recomienda utilizar el método racional para determinar las cantidades de agua recogida, debido a que considera un factor de seguridad mayor en comparación con otros métodos (Suarez, 2009).

$$Q = \frac{CiA}{3600} \quad (87)$$

donde:

Q = Caudal recolectado (Litros/segundo).

i = Intensidad de lluvia de diseño (mm/hora, depende del tiempo de concentración).

A = Área a drenar (área de la cuenca m²).

C = Coeficiente de escorrentía (ver Tabla 23). La Geotechnical Engineering Office (1984) recomienda utilizar un $K = 1$ para taludes, aunque sobreestima la

escorrentía es efectiva porque toma en cuenta procesos de sedimentación de sistemas, sobre todo por la presencia de bloques o cantos rodados (Suarez, 2009).

Tabla 23 Coeficientes de escorrentía para su uso en taludes

Superficie	Características	Coefficiente C
Superficie de carretera	Pavimentada	0.7 a 0.95
	Destapada	0.30 a 0.70
Talud	Suelo fino	0.40 a 0.65
	Suelo grueso	0.10 a 0.30
	Roca dura	0.70 a 0.85
	Roca blanda	0.50 a 0.75
Pastizales en suelos arenosos	Pendiente 0 a 2%	0.05 a 0.1
	2 a 7%	0.10 a 0.15
	Más de 7%	0.15 a 0.25
Pastizales en suelos arcillosos	Pendiente 0 a 2%	0.13 a 0.17
	2 a 7%	0.18 a 0.22
	Más de 7%	0.25 a 0.35
Escarpes de fuerte pendiente de roca		0.75 a 0.95
Arenas intermedias		0.20 a 0.40
Parques con árboles y pastos		0.10 a 0.25
Montañas de pendientes suaves		0.30
Montañas de pendientes fuertes		0.50

(Suarez, 2009)

Para determinar el área de drenaje, se emplea un plano con líneas de nivel y por medio de los bordes topográficos de las líneas de las áreas que aportan agua al sistema de drenaje (Suarez, 2009).

El tiempo de concentración es el tiempo máximo que le toma al agua en recorrer desde el punto superior del área de drenaje al punto de recolección. Se calcula con la ecuación modificada de Bransby– Williams (Suarez, 2009):

$$t = 0.14464 \left(\frac{L}{H^{0.2} A^{0.1}} \right) \quad (88)$$

donde:

t = Tiempo de concentración (min.)

A = Área de drenaje (área de la cuenca m²).

H = Caída promedio (metros por cien metros) desde la parte más alta del área a drenar hasta el punto de diseño.

L = Distancia en metros medida sobre la línea natural de flujo entre el punto de diseño y el punto de drenaje que toma el tiempo más largo en llegar a la sección de diseño.

Es importante analizar las corrientes que se han canalizado o modificado y por lo mismo se disminuyó su tiempo de concentración. La mayor colección de flujo se da cuando la duración de la tormenta es igual o mayor al tiempo de concentración. El Geotechnical Engineering Office, de Hong Kong recomienda diseñar en base a un período de retorno de 200 años(Suarez, 2009).

Para saber cuál será el aguacero máximo esperado se debe estudiar la información hidrológica existe, y de este modo las obras de drenaje superficial se diseñen correctamente, si no el sistema no será capaz de manejar los caudales que se concentran en las coronas de los taludes(Suarez, 2009).

2. ZANJAS EN LA CORONA. La función principal de las zanjas en la parte alta de los taludes es recolectar y conducir las agua de lluvia, desviándolas fuera del talud(Suarez, 2009).

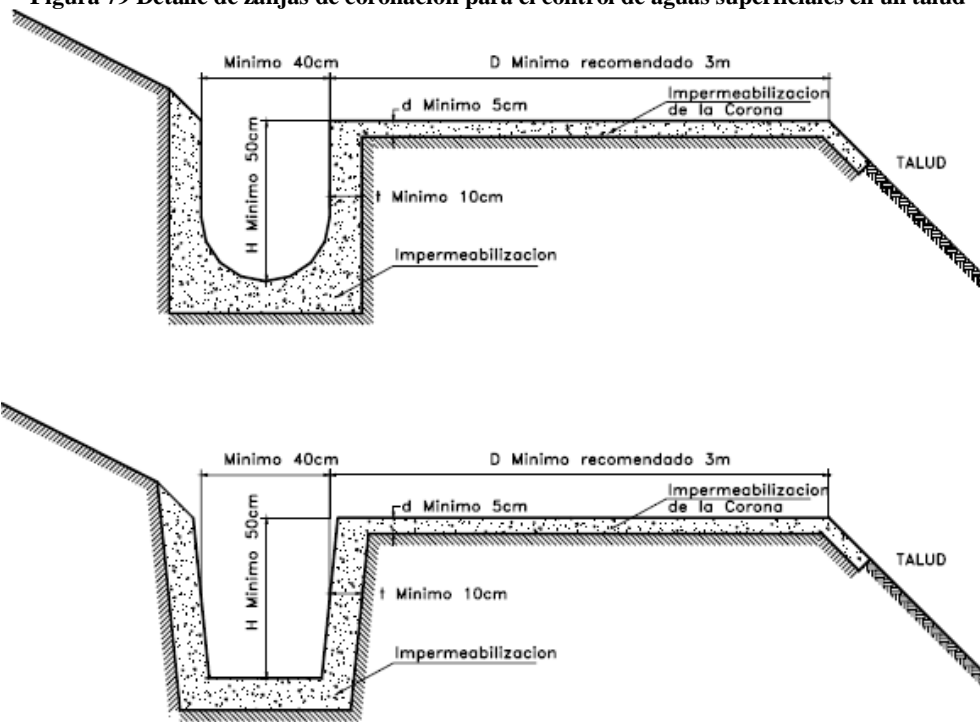
Las zanjas de coronación no se deben construir muy cerca del borde del talud, porque puede convertirse en el comienzo y en la guía de deslizamientos en cortes recientes, o se produzca la falla de la corona del talud o escarpe(Suarez, 2009).

Las zanjas de coronación deben ser impermeabilizadas y tener una pendiente adecuada para garantizar que el drenaje del agua captada sea rápido, y así evitar que ingrese al talud. Es recomendable darles mantenimiento a la impermeabilización cada 2 años, porque pueden surgir grietas que disminuyen la resistencia del suelo del talud, que son causadas por el movimiento del terreno(Suarez, 2009).

La ubicación y dimensiones de las zanjas de coronación pueden variar dependiendo de la topografía de la zona, y del cálculo previo de los caudales recolectados. Por lo general se recomienda una zanja rectangular con 40 centímetros de ancho como mínimo, y 50 centímetros de profundidad. Se tratan de ubicar a lo largo de una curva de nivel para que tenga un drenaje adecuado, y además deben localizarse

atrás de las grietas de tensión en la corona, se aconseja colocarse a tres metros del borde de la corona (Suarez, 2009).

Figura 79 Detalle de zanjas de coronación para el control de aguas superficiales en un talud



(Suarez, 2009)

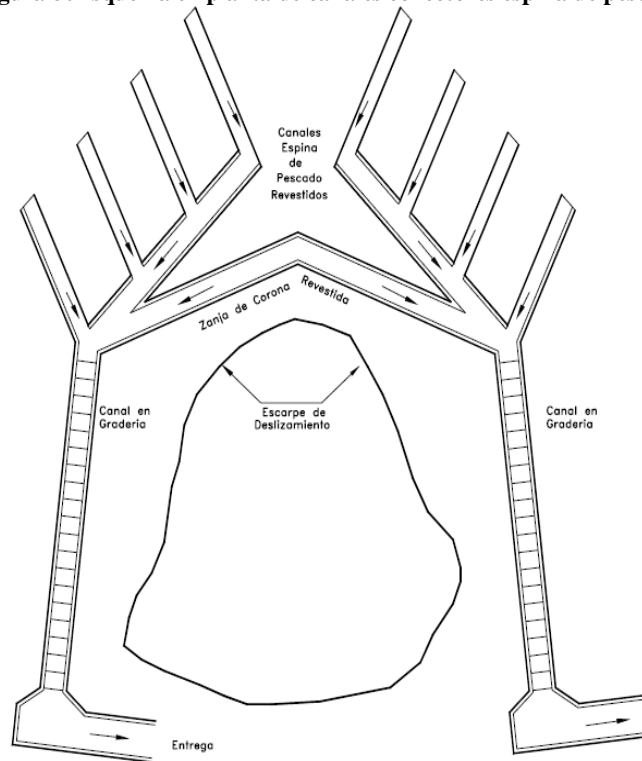
Imagen 27 Construcción inadecuada de una zanja de coronación, por estar muy cercana al borde del talud



(Geotecnología, 2006).

3. CANALES COLECTORES EN ESPINA DE PESCADO. Cuando se requiere disminuir la infiltración del agua arriba del talud es común construir canales colectores en espina de pescado, debido a que conducen las aguas colectadas por una vía más directa afuera de las áreas vulnerables de los taludes, y son entregadas por canales en gradería. Al igual que las zanjas de coronación, estos canales deben impermeabilizarse para evitar la reinfiltración del agua(Suarez, 2009).

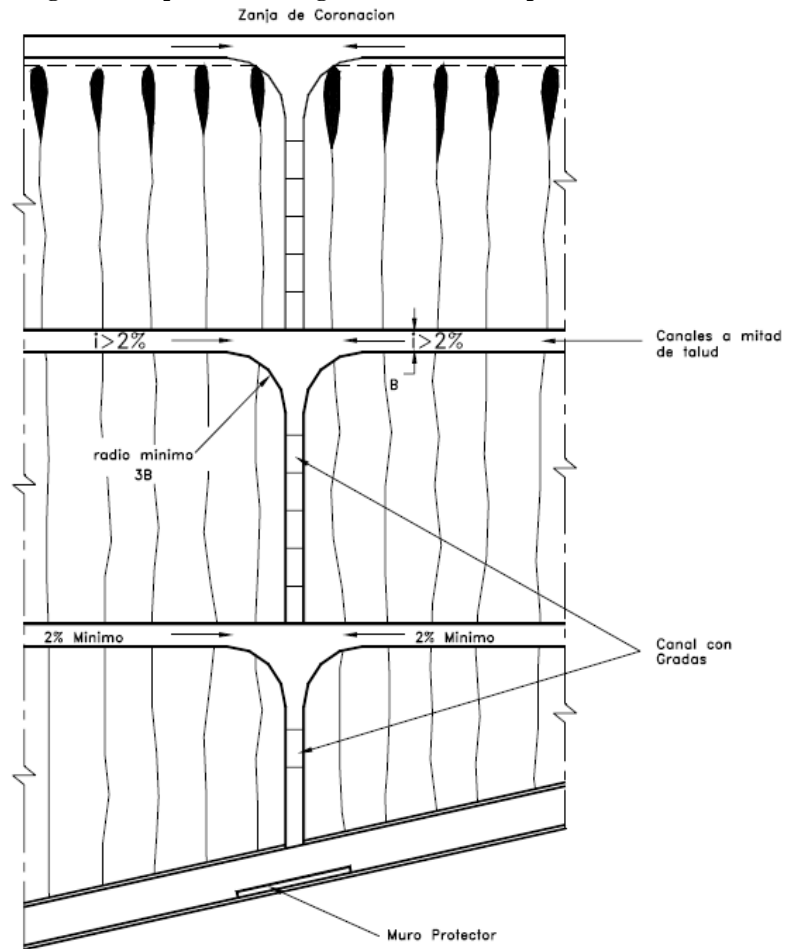
Figura 80Esquema en planta de canales conectores espina de pescado



(Suarez, 2009)

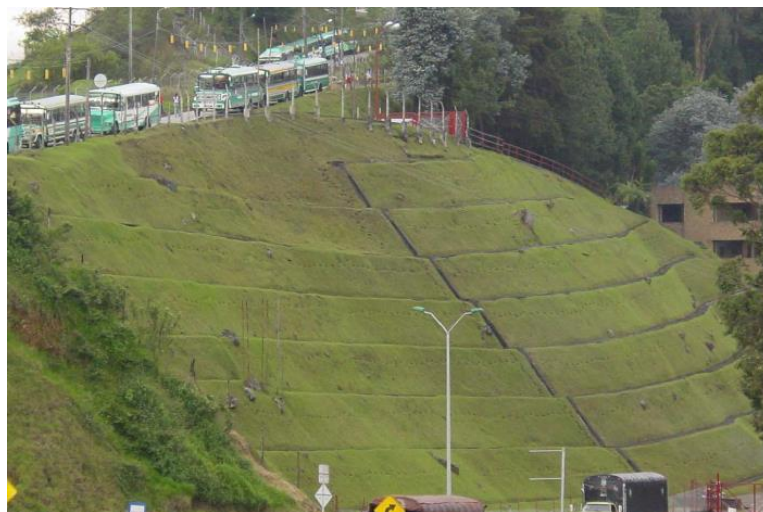
4. CANALES INTERCEPTORES A MITAD DE TALUD. Cuando el suelo del talud es propenso a la erosión, lo recomendable es construir canales interceptores en todas las bermas intermedias del talud. Las bermas deben ser lo suficientemente anchas para que exista un sobreebanco para que el canal no quede tan cerca de la orilla, además deben tener una pendiente que no permita la sedimentación porque si no podrían taponarse, formándose cárcavas de erosión. El agua recolectada por estos canales debe ser conducida hacia las graderías de disipación de energía(Suarez, 2009).

Figura 81 Esquema de entrega de canales interceptores a mitad de talud



(Suarez, 2009)

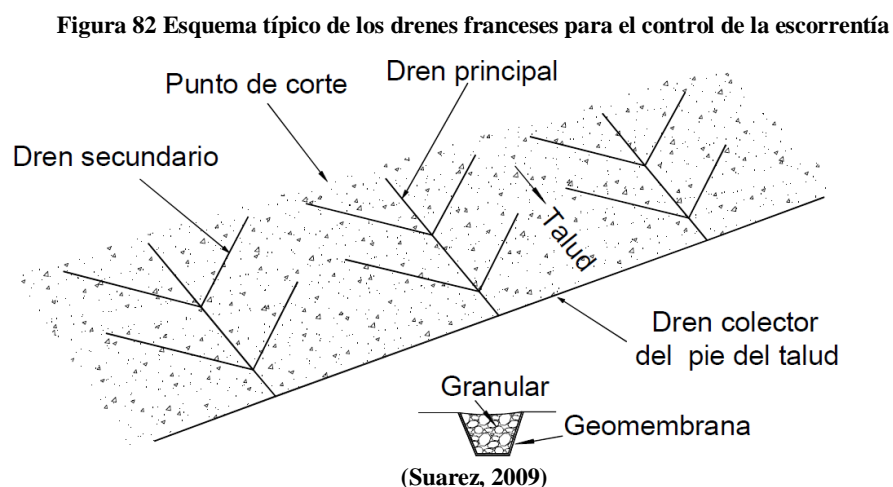
Imagen 28 Canales interceptores a mitad del talud



(Geotecología, 2006).

5. DRENES FRANCESES. El sistema consiste en zanjas poco profundas rellenas de material granular, en el fondo se coloca un geotextil o una geomalla para evitar la filtración del agua filtrada. Su objetivo es recolectar aguas de escorrentía para reducir problemas de erosión y prevenir riesgos superficiales del terreno. No tienen mucho efecto al estabilizar deslizamientos profundos. Entre los problemas que presentan los drenes franceses tenemos la acumulación de limos, arenas y arcillas y en ocasiones es necesario cambiarlos. Pueden presentar dificultades por la baja capacidad hidráulica de este sistema de drenaje (Suarez, 2009).

El diseño de este sistema se basa en el criterio del ingeniero, el diseño más común consiste en zanjas espaciadas cada 15 o 30 metros, en forma de espina de pescado, su profundidad varía entre 30 y 50 centímetros y el ancho de 60 centímetros a un metro (Suarez, 2009).



6. DISEÑO DE ZANJAS DE CORONA O CANALES DE DRENAJE. El gradiente mínimo de los canales se determina en base a la velocidad de flujo, no debe ser menor de 1.3 m/s para el flujo pico y así evitar la erosión, su frecuencia tiene que ser de uno a dos años (Suarez, 2009).

Las medidas del canal pueden obtenerse por medio de tablas como las indicadas en la Gráfica 11, o con la fórmula de Manning asumiendo que la velocidad máxima es de 4 m/s y la rugosidad de 0.013. La pendiente mínima que se permite es de 2% para evitar la sedimentación (Suarez, 2009).

En ocasiones es necesario cambiar la dirección en los canales siendo necesario construirlos en forma de curva, sus radios deben ser mayores a tres veces el ancho del canal para velocidades de hasta 2 m/s, y deben incrementarse para velocidades mayores (Suarez, 2009).

En las uniones de canales, se recomienda la sección para que tengan una mayor capacidad de contener agua y contener la turbulencia(Suarez, 2009).

La velocidad de flujo se puede calcular por medio de la siguiente expresión:

$$V = \frac{1}{\eta} (R^{0.67} S^{0.5}) \quad (89)$$

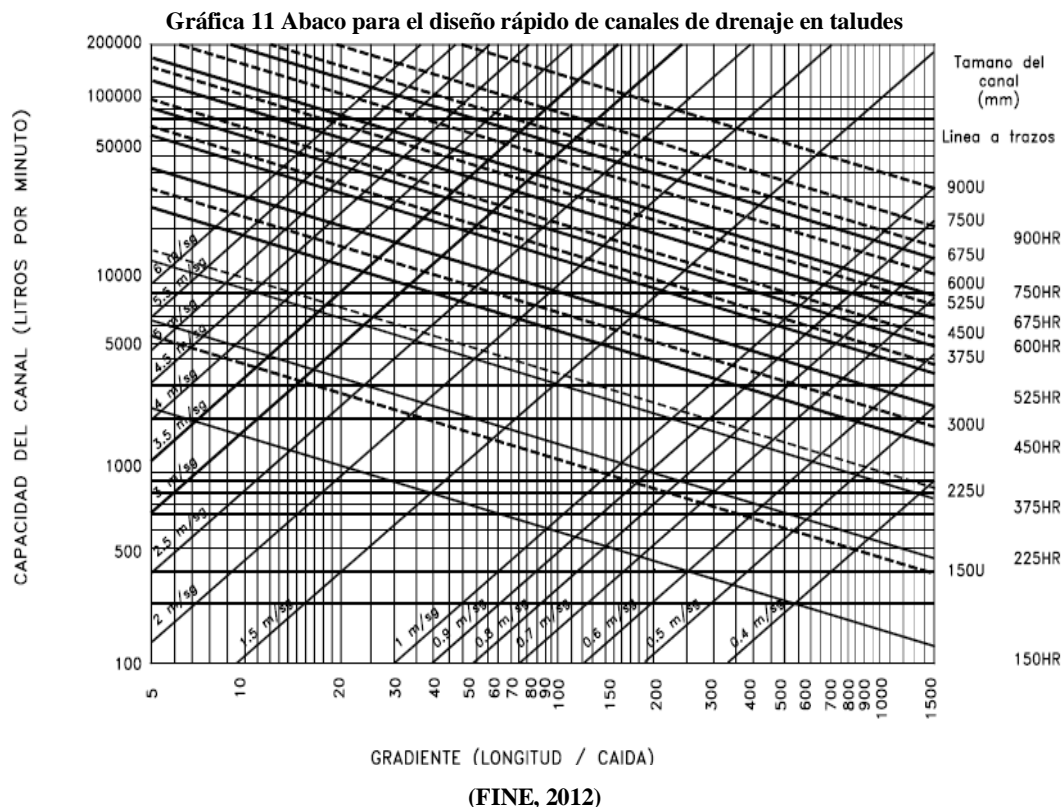
Donde:

V = Velocidad en m/s.

η = Factor de rugosidad

R = Radio hidráulico medio = $\frac{A}{P}$ en metros

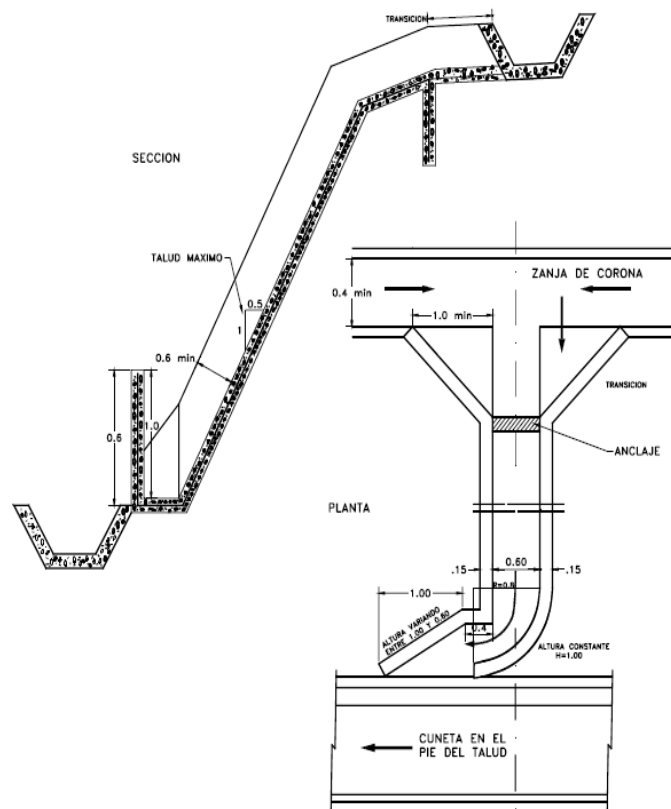
S = Pendiente promedio del canal



7. CANALES COLECTORES Y DISIPADORES. Los canales recolectores tienen la función de conducir el agua recolectada a un lugar más seguro, además deben contener formas que permitan disipar energía. Existen dos tipos de canales: Canal rápido y canal en gradería. Comúnmente se construye el canal rápido con la misma pendiente que el talud, y se colocan elementos que sobresalen con el objeto de disipar energía. Este sistema es el más económico pero tiene poca capacidad para disipar energía (Suarez, 2009)

El sistema de canal en graderías es el más eficiente para disipar energía. El flujo en este sistema es turbulento, y surge la necesidad de construir un muro lateral para retener el agua salpicada. Si no existen datos experimentales los canales se pueden construir asumiendo una velocidad máxima de 5 m/s en la cabeza de cada grada (Suarez, 2009).

Figura 83 Detalle de un canal rápido de entrega



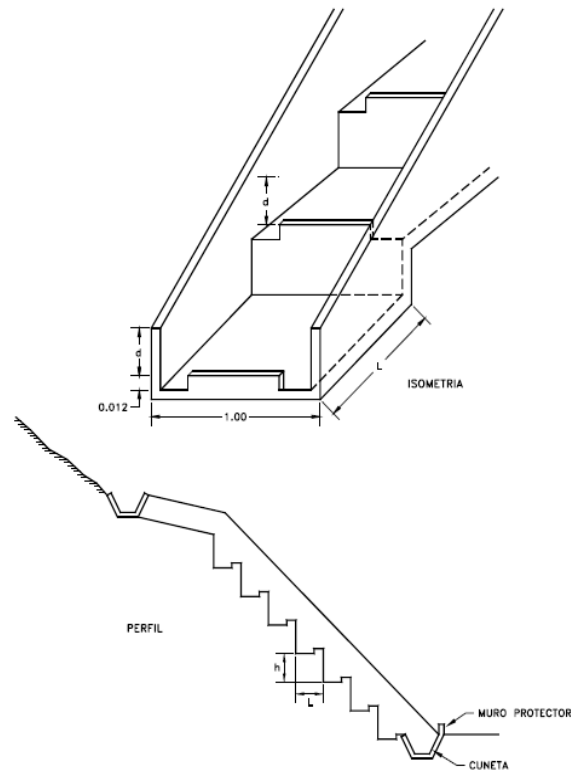
(Suarez, 2009)

Imagen 29 Canal rápido con disipadores de energía



(Suarez, 2009)

Figura 84 Esquema de un canal de entrega con gradas de disipación



(Suarez, 2009)

L. DRENAJE SUBTERRÁNEO

El objetivo principal de construir drenajes subterráneos o subdrenajes es disminuir las presiones de poro e impedir que aumenten, a menor presión de poro mayor resistencia del suelo. Al momento de instalar el sistema se deben colocar piezómetros para monitorear el nivel piezométrico del agua(Suarez, 2009).

El volumen de agua que se recolecta por medio de un sistema de drenajes subterráneos está en función de la permeabilidad de los suelos o rocas, y de los gradientes hidráulicos. Lo esperado es que al momento de instalar este sistema, el nivel piezométrico y el gradiente hidráulico disminuyan, y como consecuencia el caudal inicial recolectado por los drenes también(Suarez, 2009).

La cantidad de agua recolectada por un sistema de subdrenaje depende de la permeabilidad de los suelos o rocas y de los gradientes hidráulicos. Cuando se instala un dren generalmente, el nivel piezométrico se disminuye al igual que el gradiente hidráulico, lo cual disminuye el caudal inicial recolectado por los drenes(Suarez, 2009).

El diseño de drenajes subterráneos es complejo debido a que la mayoría de los suelos no son homogéneos, y el movimiento del agua es irregular por lo que no es posible aplicar un principio sencillo(Suarez, 2009).

Entre los factores que se toman en cuenta para el diseño de subdrenajes tenemos los siguientes:

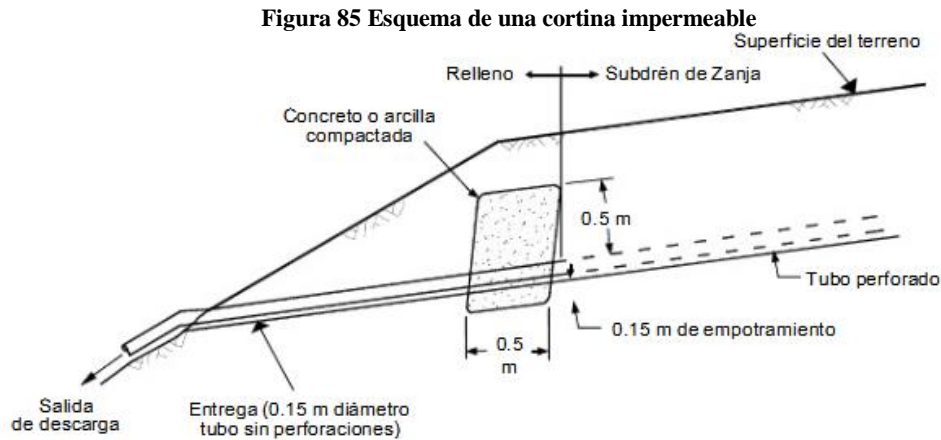
- Falta de continuidad de los mantos o sectores permeables: Una de las debilidades de los taludes para que los sistemas de subdrenajes sean efectivos, se debe a la falta de continuidad de los mantos permeables, o la insuficiencia de material permeable. Por ejemplo se pueden instalar dos subdrenes cercanos, uno de ellos puede recolectar un considerable caudal de agua y el otro recolecte un caudal muy pequeño de agua (Suarez, 2009).
- Cantidad de agua recolectada: La cantidad de agua que se recolecte por un sistema de subdrenaje depende de la conductividad hidráulica de los suelos y de los gradientes hidráulicos. Al momento de instalar un dren, se espera que el nivel piezométrico y el gradiente hidráulico disminuyan, y como consecuencia se reduzca el caudal inicial que recolectan los drenes. Cuando se reduce el

caudal no necesariamente quiere decir que el sistema está deteriorado, por ejemplo en suelos arcillosos no se esperan grandes caudales, pero aun así el sistema es efectivo (Suarez, 2009).

- Poco efecto del subdrenaje en el factor de seguridad: Cuando se hace un análisis de equilibrio límite, se aprecia que en algunos taludes se necesitan abatimientos demasiado grandes del nivel freático, para que se produzca un incremento moderado en el factor de seguridad, en los suelos arcillosos es demasiado difícil bajar los niveles freáticos (Suarez, 2009).
- Poco efecto del subdrenaje cuando el nivel freático se encuentra muy cercano a la superficie de falla: En este caso se podría decir que es imposible mejorar el factor de seguridad con subdrenes de zanja, es importante conocer esto porque en varias oportunidades se recomiendan subdrenajes de zanja sin analizar que no van a ser muy efectivos (Suarez, 2009).
- La rata de flujo (volumen de agua que pasa a través del dren por unidad de tiempo), para el diseño del sistema debe calcularse teniendo en cuenta la permeabilidad del suelo o la roca que se va a drenar: La permeabilidad del material de filtro debe ser al menos 100 veces la del suelo. Después de calcular el caudal, se calcula la sección de los subdrenes mediante la ley de Darcy. Los sistemas de subdrenaje se diseñan con factores de seguridad igual o mayores a diez para caudales, con el objeto de garantizar la efectividad del sistema en el caso de que aparezcan flujos superiores inesperados (Suarez, 2009).

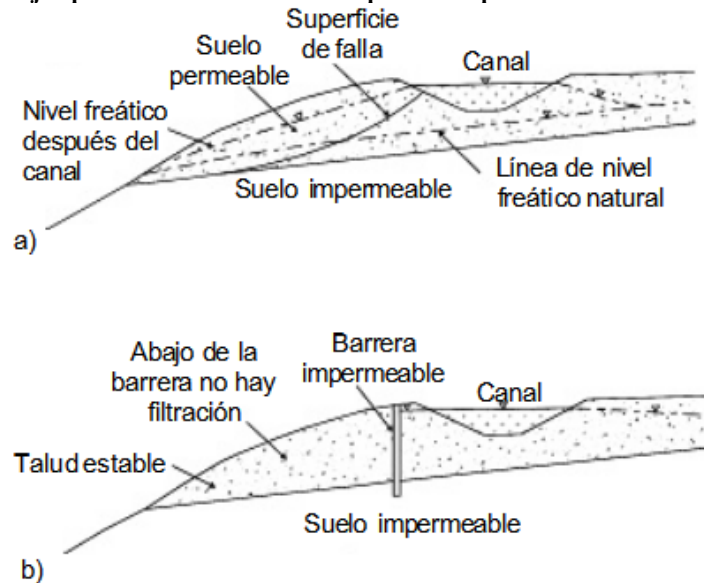
1. CORTINAS SUBTERRÁNEAS IMPERMEABLES. Una forma práctica de evitar que el agua subterránea alcance la zona inestable potencial del talud, consiste en construir pantallas impermeables profundas, que pueden consistir en zanjas profundas rellenas de asfalto o concreto, tablestacados, cortinas de inyecciones, o líneas de bombeo de agua consistentes en hileras de pozos verticales. Es importante considerar el efecto que tiene la construcción de las cortinas sobre las áreas adyacentes, porque cambia el régimen de aguas subterráneas (Suarez, 2009).

Se debe considerar la construcción de subdrenes, debido a que este sistema produce un aumento del nivel freático del agua subterránea arriba del deslizamiento (Suarez, 2009).



(Suarez, 2009)

Figura 86 Ejemplo del uso de una cortina impermeable para estabiliza un deslizamiento



(Suarez, 2009)

a. Construcción de cortinas impermeables

1) *Zanjas de Slurry*. El sistema de cortinas construidas utilizando zanjas de Slurry, se funden muros de concreto como una serie de paneles empleando excavadoras verticales. Durante el proceso de excavación se utiliza Slurry Bentonita para impedir el derrumbe de las excavaciones. Al terminar la

excavación de cada panel se coloca el refuerzo y se añade el concreto (Suarez, 2009).

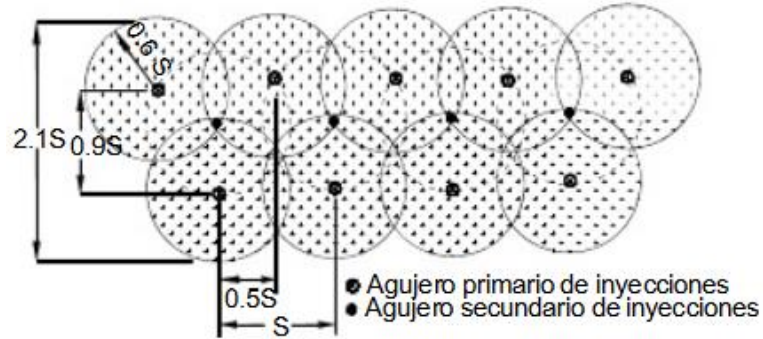
Las dimensiones de los paneles tienen un ancho de 2 a 5 metros y un espesor de 60 centímetros a 100 centímetros, la profundidad depende de las necesidades del proyecto, se conocen profundidades de hasta 30 metros. También se pueden construir cortinas compuestas por una mezcla de suelo y bentonita, cemento y bentonita o de concreto como bentonita (Suarez, 2009).

2) Cortinas de geomembrana. En varios proyectos se han construido pantallas impermeabilizantes, utilizando geomembranas elaboradas con geosintéticos la mayoría de ellos de polietileno de alta densidad. También se han fabricado geomembranas de PVC y de asfalto. Estas membranas no son 100% impermeables (Suarez, 2009).

El proceso constructivo, generalmente consiste en excavar zanjas con retroexcavadora, colocar la membrana y llenar nuevamente con el material que se excavó. El espesor de la tela está entre 30 a 100 mils (cada mil equivale a la milésima parte de una pulgada). Cuando se utilizan geomembranas de 30 mils, por lo general se colocan en doble capa, si es de mayor espesor puede ser colocada en una sola capa. Las geomembranas se deben colocar con mucho cuidado para que no se rompan (Suarez, 2009).

3) Cortinas de inyecciones. El objetivo de este sistema es impedir el paso de agua a través de mantos permeables hacia el deslizamiento. Se construye perforando líneas de huecos a espaciamientos cortos, en los cuales se inyectan productos impermeabilizantes a presión, estos se traslapan formando una cortina. Entre los productos a inyección que se utilizan están los siguientes: lechada de cemento, polímeros o productos químicos de baja plasticidad que penetran dentro de los poros del suelo. En deslizamientos se aplican inyecciones para impedir que el agua pase en los depósitos de materiales aluviales de grava y arena gruesa, igualmente en depósitos de bloques de roca (Suarez, 2009).

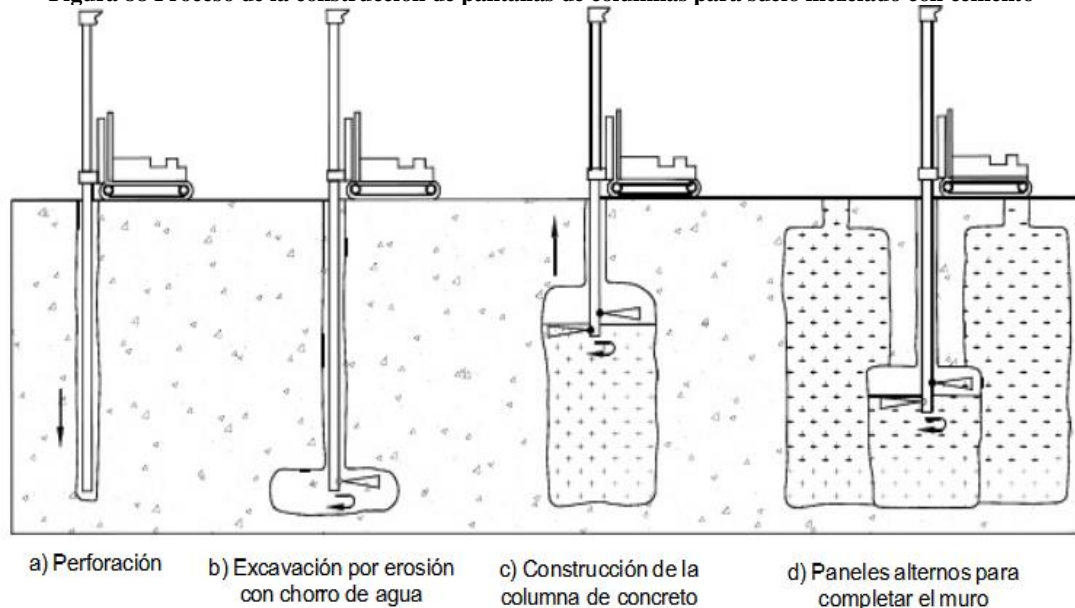
Figura 87 Traslape de inyecciones para formar una cortina impermeable



(Suarez, 2009)

4) *Cortinas de columnas de suelo con cemento.* Estas cortinas consisten en columnas perforadas, en las que al suelo del sitio se adiciona cemento y de esta manera se forme una pared impermeable. Al inicio del proceso se perfora un hueco de aproximadamente 6 pulgadas de diámetro, y se empieza a mezclar suelo con cemento desde abajo hacia arriba. Además del cemento, se puede incluir bentonita y otros aditivos. Los suelos ideales para mezclas profundas son las gravas, las arenas y los limos, también se puede mezclar arcilla. Este método no es viable cuando hay bloques de rocas o el suelo es demasiado duro (Suarez, 2009).

Figura 88 Proceso de la construcción de pantallas de columnas para suelo mezclado con cemento

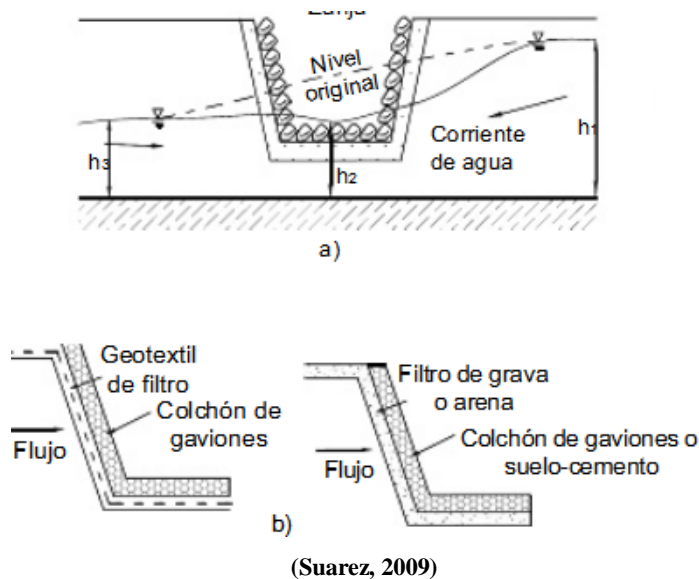


(Suarez, 2009)

2. SUBDRENES DE ZANJA. Es un sistema de excavaciones que pueden realizarse de forma manual o con retroexcavadora, rellenas con material filtrante para captar y transportar agua subterránea, para abatir el nivel freático (Suarez, 2009).

a. Zanjas abiertas. Es un sistema de zanjas profundas que actúan como drenes superficiales y su función es disminuir el nivel freático, por lo que deben estar por debajo del mismo. La pendiente de las zanjas debe ser baja para evitar que se erosionen, en sus paredes aparecen afloramientos de agua subterránea. Se pueden colocar filtros invertidos para evitar la erosión lateral(Suarez, 2009).

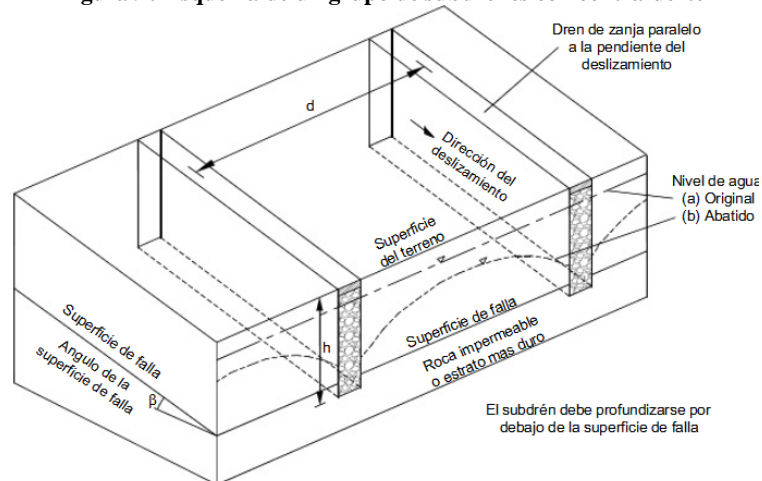
Figura 89 (a) Detalle de zanjas profundas para el drenaje y subdrenaje, (b) Sistema de filtro invertido para controlar la erosión de las zanjas de subdrenaje



b. Subdrenes contrafuerte. Es un sistema de drenes colocados a lo largo de la línea que tiene mayor pendiente o en la dirección del deslizamiento, se excavan por debajo de la superficie de falla real o potencial(Suarez, 2009).

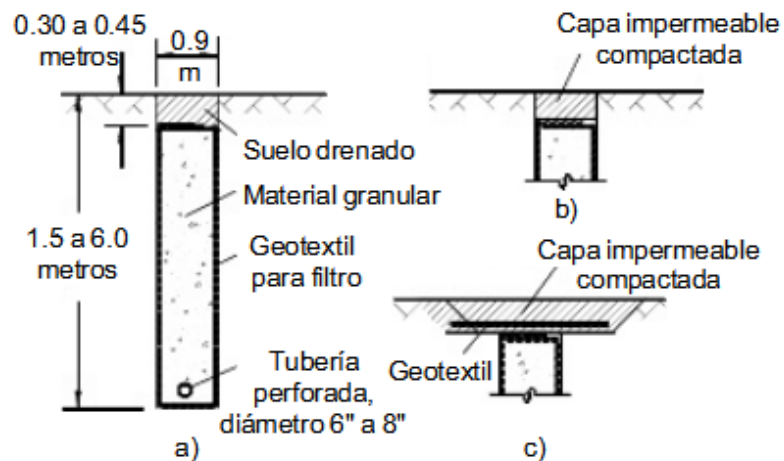
Los subdrenes tienen dos funciones: bajar el nivel freático y mejorar la resistencia en la superficie de falla, por la resistencia del material granular que atraviesa la zona de falla (Suarez, 2009).

Figura 90 Esquema de un grupo de subdrenes con contrafuerte



(Suarez, 2009)

Figura 91 detalles típicos de un subdrén de zanja

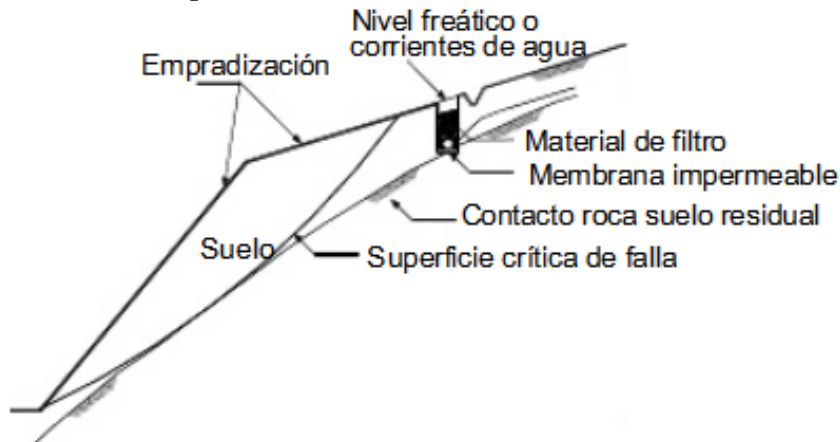


(Suarez, 2009).

c. Subdrenes interceptores. Estos sistemas están compuestos por drenes que atraviesan transversalmente el talud, se colocan en la parte superior de este o en la corona del deslizamiento (Suarez, 2009).

Su objetivo es interceptar el agua subterránea antes que llegue al talud, funcionan mejor cuando penetran la superficie de falla pero el riesgo de deslizamiento debido a la zanja incrementa. La mayoría tiene 6 metros de profundidad (Suarez, 2009).

Figura 92 Colocación de subdrén de corona de talud



(Suarez, 2009)

d. Subdrenes espina de pescado. Este sistema contiene una serie de drenes paralelos que conducen a un dren central, con el objetivo de lograr un mayor cubrimiento del área (Suarez, 2009).

e. Efectividad de los subdrenes de zanja. Los subdrenes de zanja son sistemas efectivos, a un costo moderado para deslizamientos poco profundos (menos de 3 metros), y con niveles freáticos superficiales. En deslizamientos mayores a 6 metros los subdrenes de zanja no son efectivos y se necesitan otros sistemas de drenaje, como los drenes horizontales o las cortinas de drenaje. Los subdrenes de zanja generalmente se consideran como complementarios de estabilización en deslizamientos profundos (Suarez, 2009).

f. Materiales de filtro para subdrenes de zanja. Es importante conocer que los drenes tratan de taponarse por transporte y deposición de materiales finos. Para evitar esto se deben colocar filtros que cumplan con las funciones de:

- Impedir que pasen partículas finas del suelo a proteger.
- Permitir la filtración rápida del agua.

Entre los materiales usados para construir subdrenes de zanja están los siguientes:

1) Geotextiles como filtro. Los geotextiles son telas permeables, filtrantes, construidas con fibras sintéticas, especialmente de polipropileno, poliéster, nylon y polietileno. Se clasifican en tejidos y no tejidos, y se diferencian por el

sistema de tejido. Los geotextiles más utilizados para filtro son los no tejidos, su durabilidad está en función de la resistencia de las fibras poliméricas y resinas a los ataques ambientales (Suarez, 2009).

Tabla 24 Rango de valores de algunas propiedades representativas de algunos geotextiles empleados para filtros

Geotextil	Resistencia a la tensión (KN/m)	Elongación máxima (%)	AOS (mm)	Caudal de flujo (l/m ² /seg)	Peso unitario (g/m ³)
TEJIDOS					
Monofilamento	20-80	5-35	0.07-2.5	25-2000	150-300
Hilo	40-800	5-30	0.2-0.9	20-80	250-1300
Cinta	8-90	15-20	0.05-0.1	5-15	100-250
NO TEJIDOS					
Punzonado	7-90	50-80	0.02-0.15	25-200	150-2000
Fundido	3-25	20-60	0.01-0.35	25-150	70-350
Con Resina	4-30	30-50	0.01-0.35	20-100	130-800

(Suarez, 2009)

Se hace un análisis de los geotextiles desde el punto de vista de la filtración, en base a los siguientes criterios tomados de la Federal Highway Association de los Estados Unidos:

- a) **Criterio de retención del suelo.** Para suelos con $\leq 50\%$ de pasantes del tamiz US No. 200

$$O_{95} \leq BD_{85} \quad (90)$$

$$B = 1 \text{ para } C_u \leq 2 \text{ ó } > 8$$

$$B = 0.5C_u \text{ para } 2 < C_u \leq 4$$

$$B = \frac{8}{C_u} \text{ para } 4 < C_u \leq 8$$

Para suelos con $> 50\%$ de pasantes del tamiz US No. 200

$$O_{95} \leq D_{85} \text{ para geotextiles tejidos}$$

$$O_{95} \leq 1.8D_{85} \text{ para geotextiles no tejidos}$$

$$AOS \text{ de tela } \geq \text{abertura del tamiz No. 50 (0.297)}$$

donde:

O_{95} = Tamaño de la abertura medida del geotextil al cual se le retiene 95% del peso de partículas esféricas de vidrio.

D_{85} = Diámetro del tamiz en mm que permite el paso del 85% en el peso del suelo.

AOS = Tamaño de la apertura aparente del geotextil.

$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ Coeficiente de uniformidad del suelo (Suarez, 2009).

b) **Criterio de permeabilidad.** Para aplicaciones en las cuales existe alto riesgo:

$$K_n \geq 10 \text{ veces } K$$

Es necesario efectuar ensayos de filtración con el objetivo de comprobar que el geotextil no se tapa. Cuando existe alto riesgo de taponamiento se recomienda lo siguiente:

Porcentaje de área abierta $\geq 4\%$ para geotextiles tejidos.

Porosidad $\geq 30 \%$ para geotextiles no tejidos.

Para aplicaciones no críticas:

$$K_n \geq K$$

donde:

K = Permeabilidad del suelo

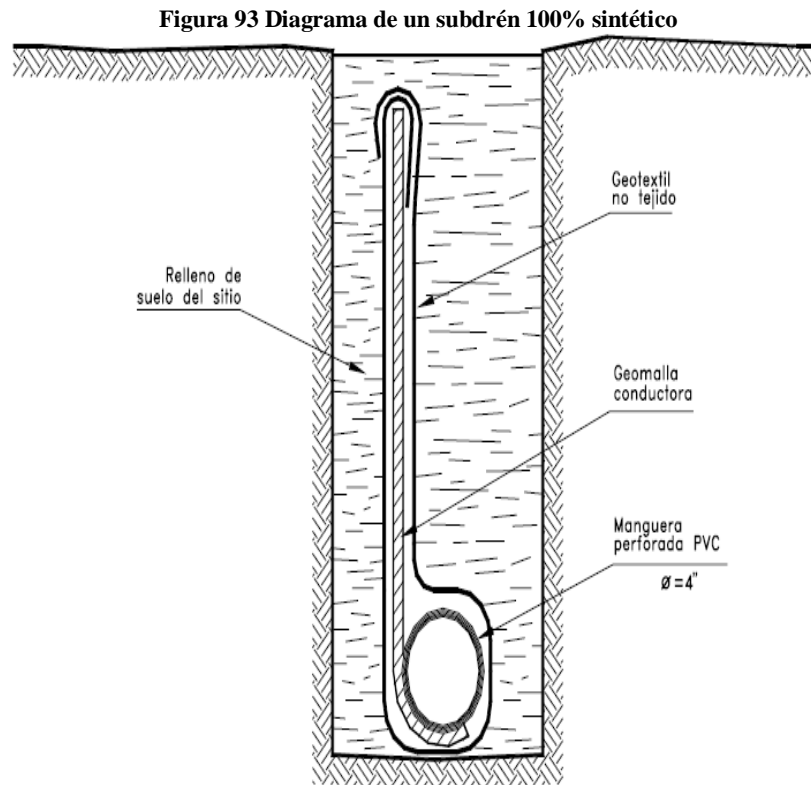
K_n = Permeabilidad normal con respecto del plano del geotextil.

Además se pueden exigir resistencia a la tensión con el fin de garantizar que el geotextil no se va a romper mientras se manipule (Suarez, 2009).

2) **Geodrenes 100% sintéticos.** En ocasiones es difícil obtener materiales naturales para subdrenajes, y con el desarrollo de mallas sintéticas, actualmente es popular el uso de subdrenes que son 100% sintéticos, los cuales se forman de 3 elementos básicos (Suarez, 2009):

- **Geotextil**
- **Geomalla.** La geomalla es una red sintética construida de forma que se generan unos canales que facilitan el flujo del agua (Suarez, 2009).
- **Tubo colector perforado.** En la parte de inferior de la geomalla, se coloca una manguera de PVC perforada especial para subdrenes envuelta

por geotextil, que tiene como función reunir y conducir el agua que se recolecta con la geomalla (Suarez, 2009).

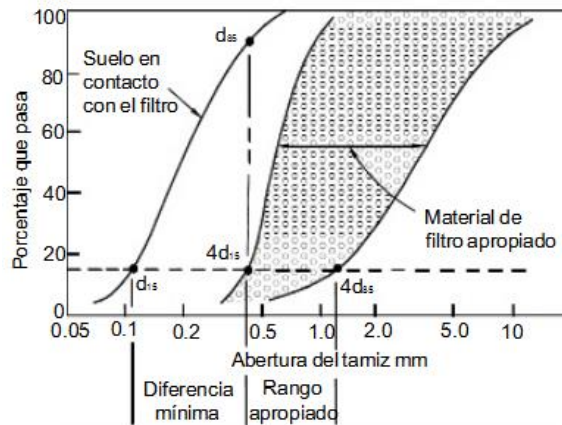


3) **Materiales granulares.** Estos materiales se han usado desde hace mucho tiempo para construir subdrenes de zanja, conocidos como los suelos granulares o los bloques de rocas. Estos materiales deben cumplir con lo siguiente (Suarez, 2009):

- Impedir que pasen partículas muy finas del suelo que se va a proteger, como consecuencia el dren puede taponarse.
- Permitir que el agua se filtre rápidamente.

Según la granulometría mostrada en la gráfica 12, se puede elegir el material apropiado, ser lo suficientemente grueso para permitir el paso del agua y a la vez fino para evitar el paso del suelo que se va a proteger (Suarez, 2009).

Gráfica 12 Esquema de la granulometría aceptable para un filtro de protección de un suelo determinado



(Suarez, 2009)

Se han establecido criterios con los que deben cumplir los materiales granulares:

- a) **Criterio de filtración o protección contra la erosión interna.** Los filtros deben proteger el suelo contra la erosión interna y simultáneamente permitir el paso del agua, se ha desarrollado relaciones entre parámetros del suelo y del filtro que se deben cumplir que funcione adecuadamente.

En suelos granulares y limosos se han establecido las siguientes relaciones:

donde:

D_{15} , es el diámetro de partícula para el 15% de pasantes en la curva granulométrica.

D_{85} , es el diámetro de partícula para el 85% de pasantes en la curva granulométrica.

La primera relación de granulometría de un material de filtro fue la propuesta por Bertram (1940): $\frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{85}(\text{suelo})} \leq 6 \text{ a } 11$.

Terzaghi y Peck (1967) redujeron a 4 los límites establecidos por Bertram: $\frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{85}(\text{suelo})} \leq 4$.

Algunas normas de instituciones recomiendan utilizar un límite de 5 para suelos bien gradados y de 6 para suelos uniformes.

Sherard (1984) concluyó por medio de ensayos de laboratorio que se presenta falla por erosión cuando la relación anterior alcanza un valor de 9.

Según la Geotechnical Engineering Office de Hong Kong, además se deben cumplir las siguientes condiciones:

$$\frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{15}(\text{suelo})} < 40$$

$$\frac{D_{50}(\text{filtro})}{D_{50}(\text{suelo})} < 25 \text{ (Suarez, 2009)}$$

b) **Criterio de permeabilidad o facilidad de flujo.** En base a este criterio se puede garantizar un drenaje fácil de agua a través del filtro, fue propuesto por Terzaghi y Peck (1948):

$$\frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{15}(\text{suelo})} \geq 4$$

El Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos recomienda que el límite sea de 5 para la ecuación anterior, para que la permeabilidad del filtro sea de 10 a 100 veces mayor que la del suelo a su alrededor(Suarez, 2009).

c) **Porcentaje de finos.** El filtro no debe poseer más de 5% del material que pasa el tamiz 200, para evitar migración de finos del filtro a las tuberías de drenaje. Algunas personas recomiendan limitar a 3% la cantidad de material que pasa el tamiz 200. Según estudios un material con un 6% de pasa tamiz 200, tiene de 1/3 a 1/5 la permeabilidad de un material que tiene 3% de pasa tamiz 200(Suarez, 2009).

d) **Forma de las curvas de gradación.** Se debe procurar que los filtros tengan las proporciones adecuadas de los tamaños de los agregados que los forman, para cubrir la mayoría de los vacíos. Por medio del coeficiente de uniformidad ($C_u = \frac{D_{60}(\text{filtro})}{D_{10}(\text{filtro})}$), se puede verificar la adecuada proporción de tamaños de agregados(Suarez, 2009).

La Geotechnical Engineering Office de HongKong sugiere el siguiente rango para el coeficiente de uniformidad, para evitar la segregación:

$$4 < C_u = \frac{D_{60}(\text{filtro})}{D_{10}(\text{filtro})} < 20$$

El tamaño máximo de las partículas no debe ser mayor a 75 mm(Suarez, 2009).

e) **Materiales de filtro estándar.** No siempre se encuentra el material que cumpla con las condiciones adecuadas, por lo que es necesario fabricarlo mediante tamizado(Suarez, 2009).

La antigua Secretaría de Obras Públicas de México (SOP) recomienda un filtro general en todo tipo de suelo para subdrenes de carretera, según la Tabla 25:

Tabla 25 Granulometría de materiales para filtro según SOP

Malla Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa en peso
1 1/2"	100
1"	80 a 100
3/4"	85 a 100
3/8"	40 a 80
No. 4	20 a 55
No. 10	0 a 35
No. 20	0 a 20
No. 40	0 a 12
No. 100	0 a 7
No. 200	0 a 5

(Suarez, 2009)

En el Estado de California se especifican distribuciones granulométricas similares a los de SOP para los filtros. En la Tabla 26 se puede apreciar esta distribución granulométrica propuesta.

Tabla 26 Granulometría para un filtro de California

Malla Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa en peso
1"	100
3/4"	90 a 100
3/8"	40 a 100
No. 4	25 a 40
No. 8	18 a 33
No. 30	5 a 15
No. 50	0 a 7
No. 200	0 a 3

(Suarez, 2009)

f) **Agregados para subdrenes con geotextil.** Los tamaños que se utilizan comúnmente son los siguientes:

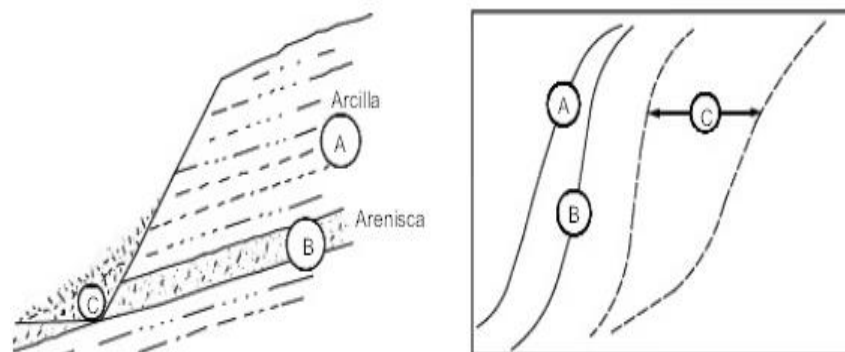
- Bloques de roca de 2 a 4 pulgadas de diámetro.
- Gravas de 1 a 2 pulgadas de diámetro.
- Gravas de $\frac{3}{4}$ de pulgada a 1 $\frac{1}{2}$ pulgadas.

Se recomienda que los materiales utilizados sean angulosos, por ser más efectivos para ganar permeabilidad y tener una mayor resistencia al cortante (Suarez, 2009).

g) **Diseño del material de filtro.** Además de los criterios que descritos anteriormente, es importante tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- Cuando se diseñan filtros para suelos residuales se deben realizar varios ensayos de granulometría, porque pueden ser muy variables. Es importante tomar en cuenta que las partículas más grandes tienen poco efecto en el proceso de filtración.
- Es más importante revisar las condiciones de filtración en relación al material que conducirá el flujo, no necesariamente con los que estén en contacto con el dren.

Figura 94 Si existen capas permeables e impermeables, únicamente se deben verificar condiciones de filtración en el manto que produce el flujo de agua al dren



(Suarez, 2009)

- Los ensayos de permeabilidad se deben realizar en campo, porque si se realizan en el laboratorio las muestras son afectadas por el manejo.
- No es aconsejable el uso de geotextiles en sitios que el flujo se encuentra concentrado, por lo que se necesita instalar un sistema más

resistente al flujo de agua y que cumpla con criterios de permeabilidad.

- Se debe evitar sembrar árboles cerca de los subdrenes, porque las raíces pueden afectar el filtro.
- Se debe tener cuidado de no romper los geotextiles al momento de colocar los materiales granulares, y evitar su exposición al sol por largos períodos (Suarez, 2009).

h) **Tubería para filtro.** Hace varios años se utilizaban tuberías de arcilla o de mortero de cemento para recolectar el agua proveniente de los filtros, para conducirla al sitio de descarga. Actualmente han ganado importancia las tuberías de polietileno, PVC o ABS y la tubería metálica perforada (Suarez, 2009).

En los subdrenes que tienen material de diámetro inferior a 1.5 pulgadas, es evidente el uso de la tubería recolectora (Suarez, 2009).

Cuando se utiliza materiales gruesos en los drenes no siempre se colocan tuberías de filtro por ser buenos conductores de agua, aunque algunos autores recomiendan utilizarlos en todos los casos (Suarez, 2009).

i. **Tamaño de los orificios de la tubería colectora.** Los tubos colectores perforados se utilizan en los subdrenes que contienen material de filtro, el cual se coloca embebido en el material filtrante en la parte baja de la zanja. El tamaño de los orificios el U.S Army Corps of Engineers (1953), recomienda la siguiente relación entre el tamaño del filtro y el diámetro de los orificios:

Para orificios circulares:

$$\frac{D_{85}(\text{filtro})}{\text{Diámetro}} > 1$$

Para ranuras:

$$\frac{D_{85}(\text{filtro})}{\text{ancho}} > 1.2$$

U.S Bureau of Reclamation (2003):

$$\frac{D_{85} \text{ del filtro al orificio}}{\text{ancho}} \geq 2$$

(Suarez, 2009)

Los agujeros se deben ubicar en la mitad inferior del tubo para una mejor intercepción de agua, reducir el lavado de material y disminuir la cantidad de agua atrapada en la base de la zanja (Suarez, 2009).

El Uniform Building Code, exige 9 pies cúbicos de material de filtro por pie de longitud, y una distancia de 6 pulgadas entre el tubo y el fondo de la zanja (Suarez, 2009).

g. Diseño de subdrenes de zanja. El objetivo de diseño es determinar lo siguiente:

- Profundidad y ancho de la zanja
- Espaciamiento entre zanjas
- Localización de la planta de los subdrenes
- Material filtrante y especificaciones
- Caudales recolectados
- Sistemas de recolección y entrega

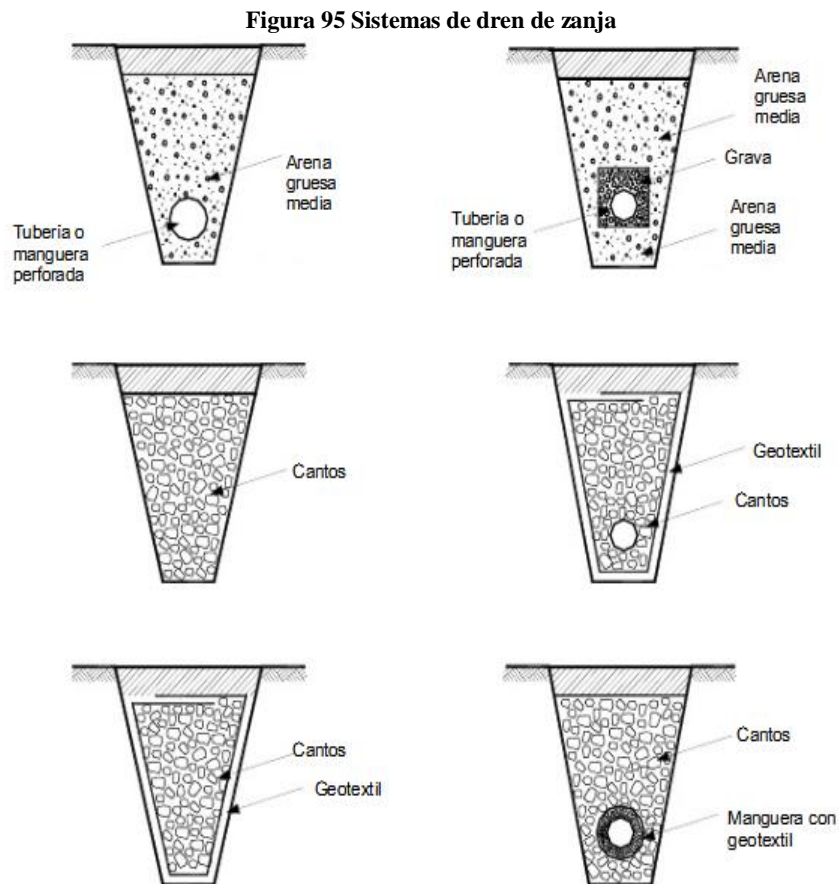
Los materiales utilizados para construir subdrenes pueden ser los siguientes:

- Material de filtro y tubo colector.
- Material grueso permeable sin tubo (subdrén francés).
- Geotextil como filtro, material grueso y tubo.
- Geotextil, material grueso y sin tubo.
- Tubo colector con capa gruesa de geotextil.
- Subdrén 100% sintético con geomalla, geotextil y tubo colector (Suarez, 2009).

Profundidad y ancho de los subdrenes: Los drenes típicos tienen un metro de ancho y de uno a tres metros de profundidad. El sistema más utilizado es el de material grueso envuelto en geotextil no tejido, que actúa como material filtrante. Al

inicio se construye la zanja, se coloca el geotextil, se introduce el tubo de filtro perforado y se llena la zanja con material grueso (Suarez, 2009).

Número de subdrenes: La cantidad de subdrenes que se necesitan construir depende de las características hidrológicas y geomorfológicas del talud (Suarez, 2009).



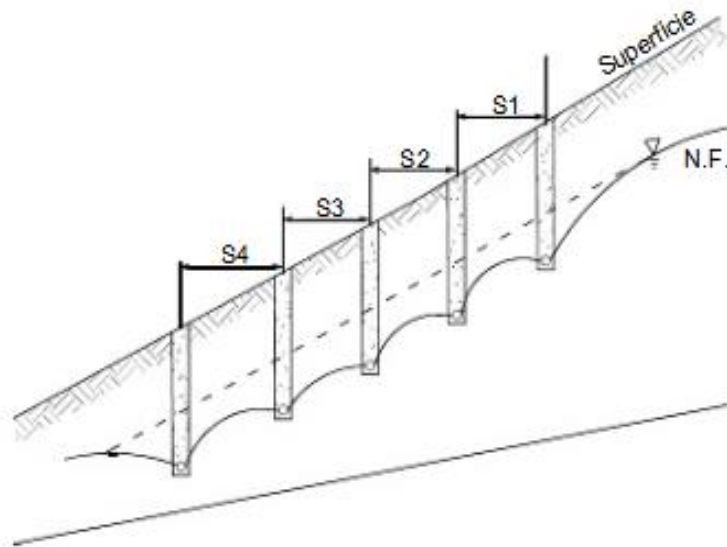
(Suarez, 2009)

Espaciamiento de drenes: “teorías de flujo de agua hacia los subdrenes de zanja” Para determinar el caudal y el espacio al cual se deben colocar los drenes, es necesario analizar geológicamente cómo será el comportamiento del agua en el suelo del sitio (Suarez, 2009).

Para determinar las redes de flujo se puede aplicar la teoría de redes de flujo si los suelos son homogéneos, en materiales residuales se debe conocer cuál es su estructura geológica, especialmente en zonas de discontinuidades o de alta

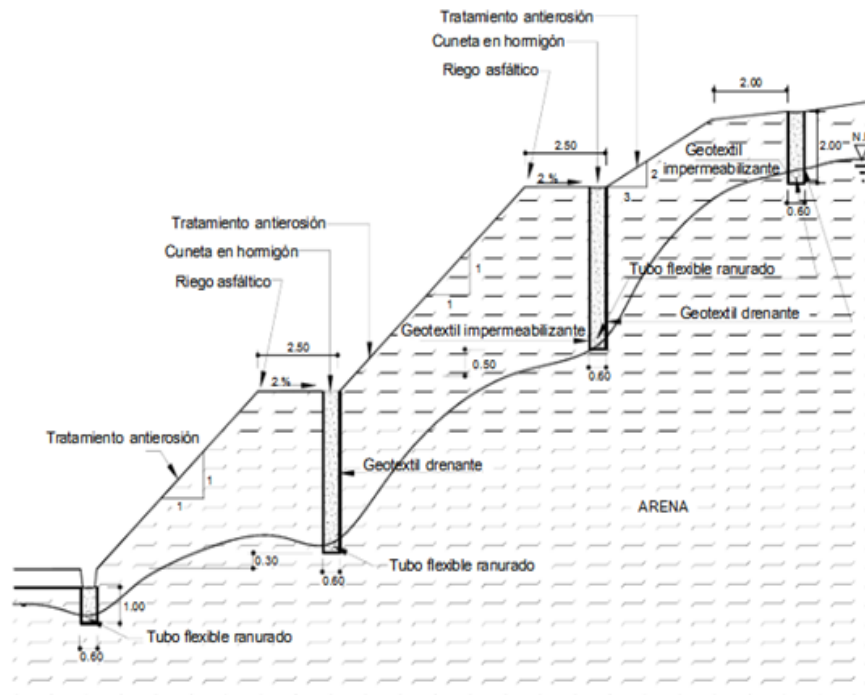
permeabilidad. Al instalar subdrenes, se colocan puntos de presión atmosférica dentro de una masa de suelo con agua a presión superior, ver Figura 96.

Figura 96 Espaciamiento entre subdrenes, con base en el comportamiento del nivel freático



(Suarez, 2009)

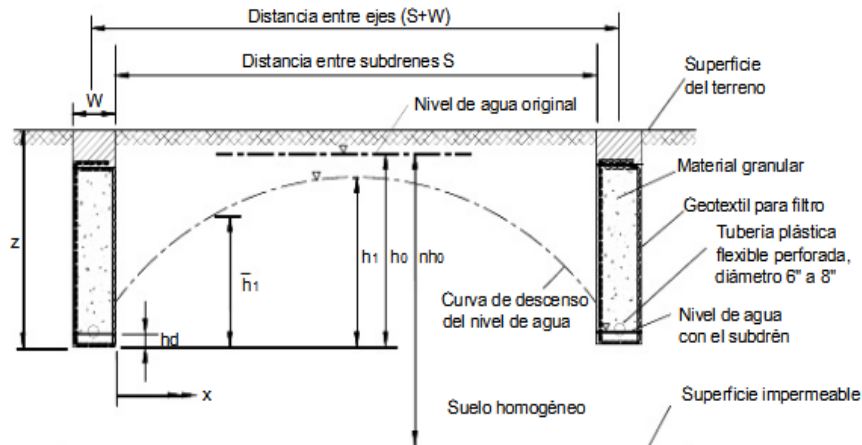
Figura 97 Subdrenes en taludes saturados de suelos arenosos y su efecto en el nivel freático



(Suarez, 2009)

En los drenes se genera flujo de agua hacia los mismos, existe una disminución de poros a una diferencia de lado y lado del subdrén, depende de la permeabilidad del suelo. La distancia de influencia es menor en suelos arcillosos que en suelos granulares, está situación se puede apreciar en la Figura 98:

Figura 98 Terminología utilizada para el análisis matemático del flujo en subdrenes de zanja



(Suarez, 2009)

1) *Metodologías para el diseño de subdrenajes de zanja.* Para el diseño de subdrenajes de zanja existen procedimientos empíricos y analíticos (Suarez, 2009).

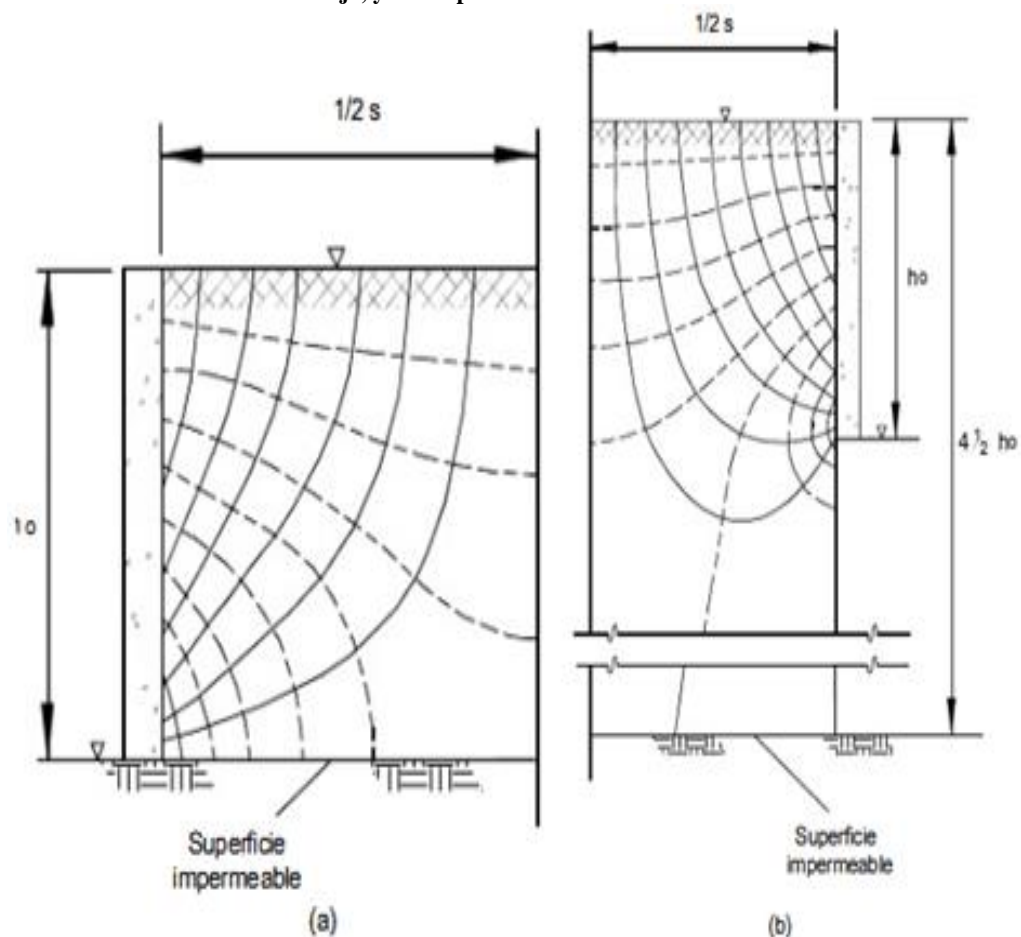
- Procedimiento empírico: Se basa en experiencias de proyectos previos, para determinar la profundidad, espaciamiento y otras características del drenaje, acompañados de un estudio de permeabilidad del suelo. Muchas personas utilizan reglas empíricas que relacionan el espaciamiento, la profundidad de drenes y permeabilidad del suelo (Suarez, 2009).
- Procedimiento analítico: Similar a una red de flujo, se diseña un modelo matemático para calcular los efectos de los subdrenes a diferentes profundidades. La mayoría de estos métodos asume que los subdrenes son paralelos y se aplican a un talud infinito, la masa del deslizamiento es homogénea e isotrópica (Suarez, 2009).

La mejor forma de diseñar subdrenajes surge de combinaciones de procedimientos empíricos y analíticos (Suarez, 2009).

a) **Método de Hutchinson.** Aplica técnicas de elementos finitos para analizar el comportamiento del agua hacia los drenes de zanja. En la Figura 99, se pueden apreciar las líneas de flujo hacia los subdrenes, en la primera situación los subdrenes penetran hasta el manto impermeable, en la segunda situación los subdrenes penetran parcialmente el manto permeable. Siendo h_o la altura del nivel freático dren, h_1 la altura del nivel freático a diferentes distancias de los drenes y s el espaciamiento entre drenes (Suarez, 2009).

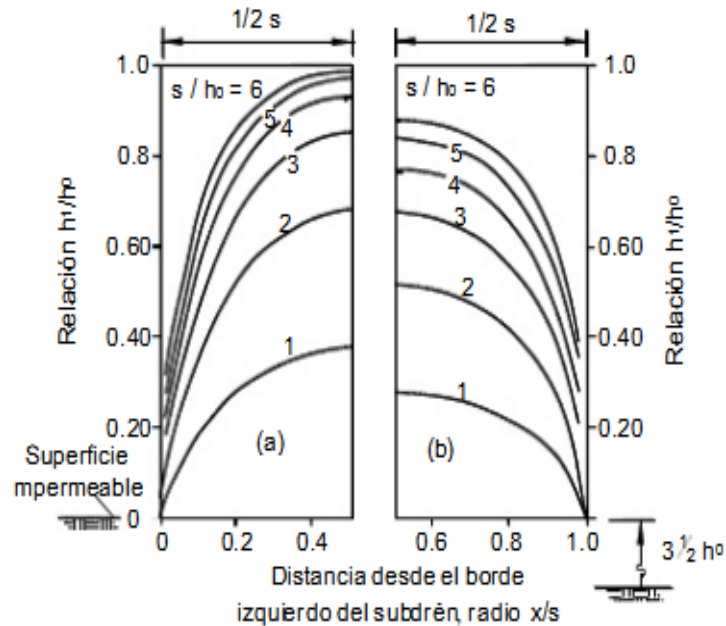
En la Gráfica 13 se muestran los niveles de abatimiento del nivel freático, para diferentes relaciones entre el espaciamiento de drenes y la altura del nivel del agua correspondiente a cada punto analizado (Suarez, 2009).

Figura 99 Red de flujo hacia un dren, método de Hutchinson. Donde h_o es el nivel original del agua sobre la base de la zanja, y S es espaciamiento entre drenes



(Suarez, 2009)

Gráfica 13 Curvas de abatimiento para varios espaciamientos de subdrenes: (a) con base impermeable en el fondo del dren. (b) con base impermeable a una altura de $3\frac{1}{2} h_o$



(Suarez, 2009).

b) **Método de Stanic.** Modelo de redes de flujo desarrollado con la ecuación diferencial parcial elíptica de Poisson. Con esta solución, se pueden calcular los niveles máximos de agua para diferentes ángulos de talud. En la Gráfica 14 se puede apreciar que el régimen de aguas subterráneas para taludes menores a 1V:4H es muy bajo. Stanic recomienda que la relación de espaciamientos entre drenes S/h_o debe ser mayor que 4 por experiencia indica que los deslaves continúan (Suarez, 2009).

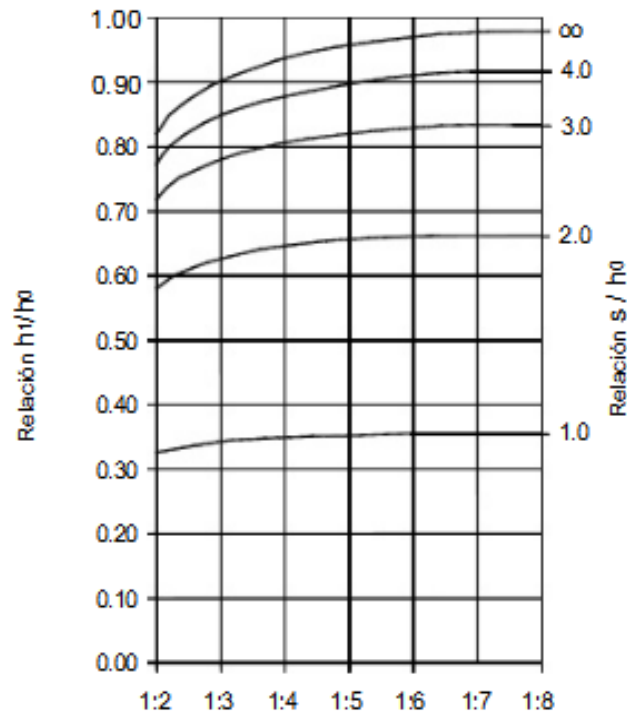
c) **Método de Bromhead.** Desarrolló curvas de abatimiento promedio para diferentes valores de espaciamiento entre drenes al nivel de la frontera permeable, como se puede apreciar en la Gráfica 15 (Suarez, 2009). Bromhead Implementó el parámetro:

$$R_s = R \sqrt{\frac{K_v}{k_h}} \quad (91)$$

donde:

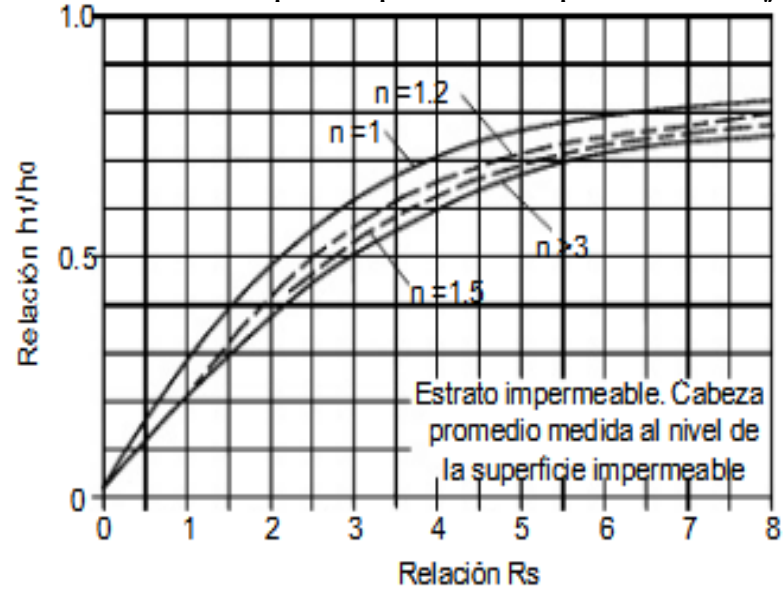
K_v y K_h son coeficientes de permeabilidad en dirección horizontal y vertical y $R = \frac{S}{h_o}$ (Suarez, 2009).

Gráfica 14 Método de Stanic, en donde se muestran las relaciones entre alturas y pendientes



(Suarez, 2009)

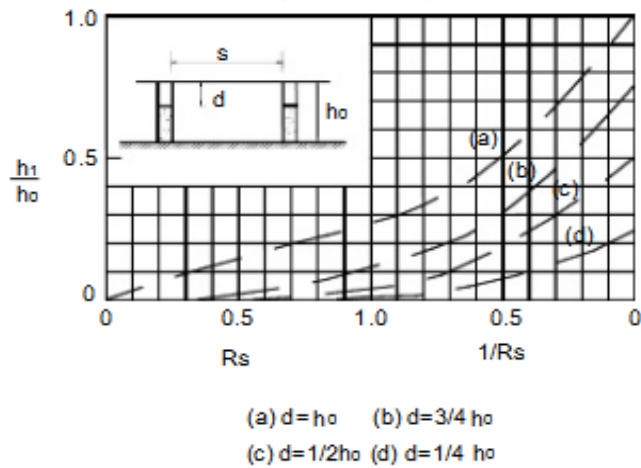
Gráfica 15 Abatimiento promedio para diferentes espaciamientos de zanja



(Suarez, 2009)

En la Gráfica 16 se puede observar el abatimiento promedio al nivel de una frontera impermeable.

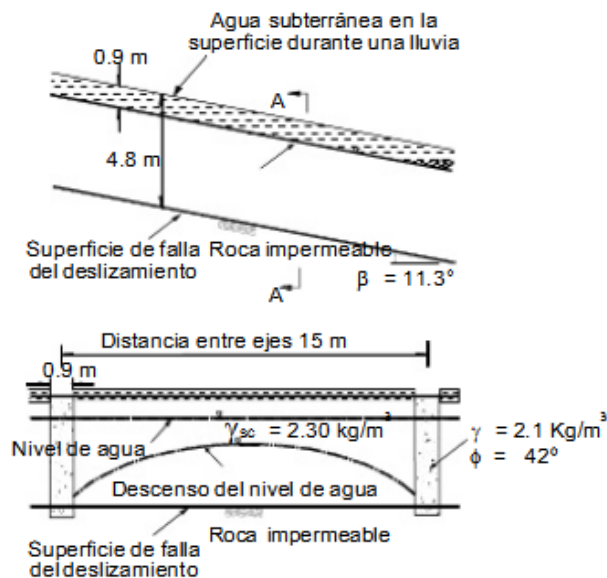
Gráfica 16 Variación de la presión de poros promedio con el espaciamiento de subdrenes de zanja
 s en fórmula
 s = espaciamiento aparente



(Suarez, 2009)

d) **Comparación entre los diferentes métodos.** No es posible comparar los resultados obtenidos con los diferentes métodos, y pueden existir valores que difieren hasta en un 30%. El método de Stanic modela abatimientos mayores y el de Hutchinson menores. Cornforth afirma que un espaciamiento de 3 a 4 veces la profundidad de los drenes es un buen parámetro para diseño, siendo satisfactorios los resultados de disminución del nivel freático (Suarez, 2009).

Figura 100 Ejemplo de cálculo de abatimiento de dos subdrenes de zanja tipo contrafuerte y penetración total, según Cornforth



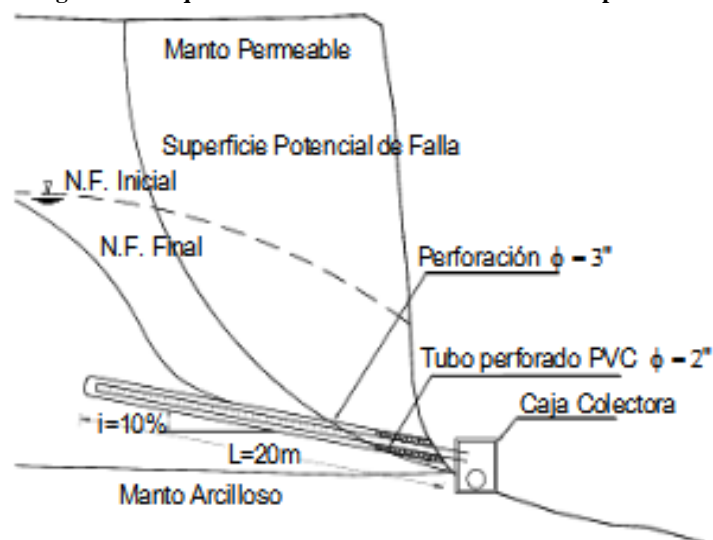
(Suarez, 2009)

h. Dificultades para la excavación de zanjas. Mientras más profunda es el subdrén mayor es el potencial de inestabilidad del suelo. Es común construir zanjas con profundidades entre 1 y 2 metros, aunque existen registros de zanjas de hasta 6 metros siendo las principales limitantes la inestabilidad del suelo y el equipo de excavación. Se pueden construir zanjas más profundas si las excavaciones se hacen en dos etapas: en la primera se llega excavando hasta el nivel freático y la segunda menos ancha por debajo del nivel freático (Suarez, 2009).

3. DRENES HORIZONTALES O DE PENETRACIÓN. Este sistema está formado por una tubería perforada que atraviesa una masa de suelo, puede ser colocado de manera horizontal o con cierta inclinación su función es abatir el nivel freático hasta incrementar de manera significativa la estabilizar el talud. El suelo se perfora de 3 a 4 pulgadas y se introduce la tubería, la ventaja principal es que se instalan rápido y fácil para incrementar el factor de seguridad en poco tiempo (Suarez, 2009).

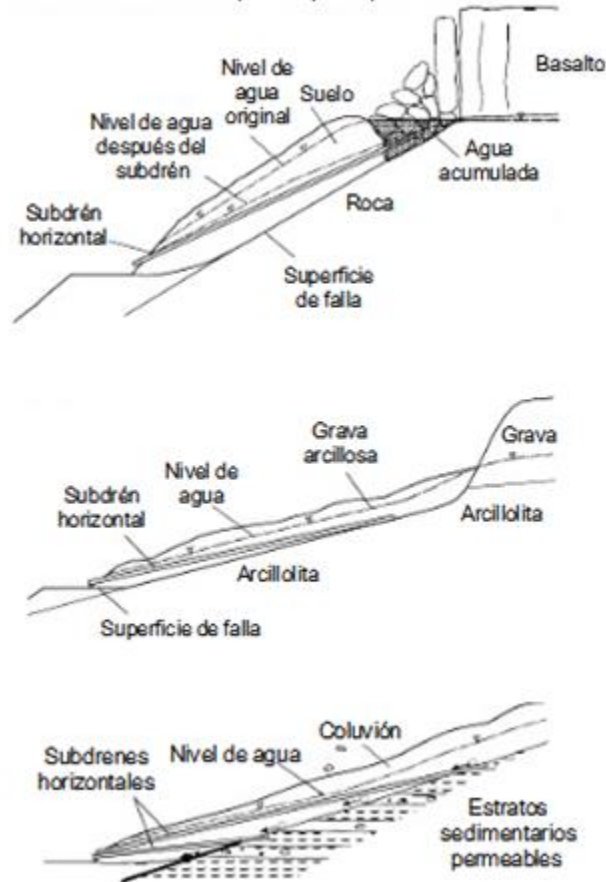
a. Tubería utilizada para los subdrenes de penetración. La tubería puede de ser de metal o de PVC, con diámetros de 2 ó 3 pulgadas. Si se desea asegurar la eficiencia de los sistemas se recomienda tubería de al menos 4 pulgadas según Maddison y Jones (Suarez, 2009).

Figura 101 Esquema de la colocación de un subdrén de penetración



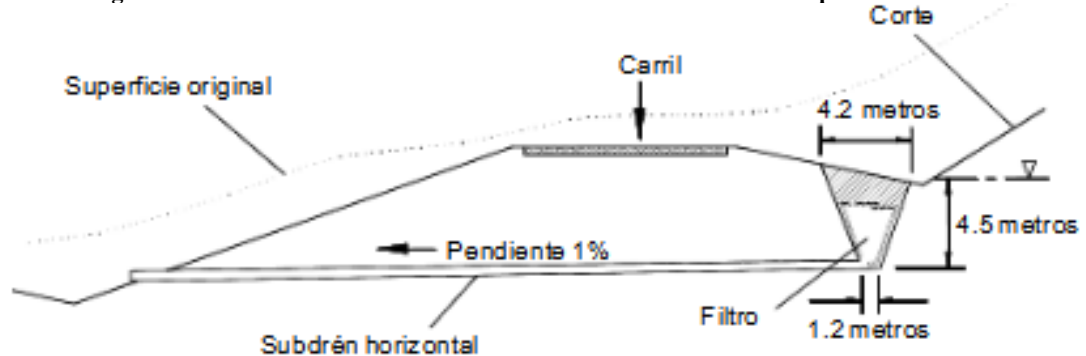
(Suarez, 2009)

Figura 102 Ejemplos de condiciones geológicas en las que se emplean subdrenes horizontales



(Suarez, 2009)

Figura 103 Uso de subdrén horizontal como colector de un dren interceptor de una vía



(Suarez, 2009)

1) **Ranuras.** A la tubería se le pueden perforar agujeros circulares o hacerle ranuras en sentido transversal. Los orificios tienen diámetros de 5 a 1.5 milímetros (mientras mayor sea la abertura pasa más agua, pero también la

arena y el limo), y se hacen de 15 a 30 por metro de tubería. El menor ancho de las ranuras es de 0.01 pulgadas, pero se tapona fácilmente y requiere de una limpieza más frecuente, por lo que casi siempre se utiliza 0.02 pulgadas (Suarez, 2009).

El cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos, para que los anchos de las ranuras actúen adecuadamente exigen que:

$$D_{85suelo} > 1.2 \text{ anchoderanura}$$

Si en el suelo hay partículas muy finas, es recomendable que los anchos sean de 0.01 pulgadas. Todo el tubo debe tener ranuras, menos de 1.5 a 5 metros más cercanos a la superficie del talud porque pueden incrustarse las raíces, y producir erosión en la salida (Suarez, 2009).

La localización de las ranuras generalmente es en la parte superior del tubo, pero no se han presentado problemas si se efectúan en otra parte (Suarez, 2009).

Cuando el suelo del talud se erosiona fácilmente, se exige la colocación de geotextil en los tubos. Como consecuencia existen taponamientos y el proceso de limpieza es menos eficiente que los que no tienen geotextil, la vida útil del subdrén con geotextil es más corta que los que no lo tienen (Suarez, 2009).

Imagen 30 Ranuras para subdrenes de penetración



(Suarez, 2009).

4. GEODRENES DE PENETRACIÓN. Se han utilizado subdrenes sintéticos de geomallas similares a los subdrenes verticales. Su uso se encuentra limitado a los suelos blandos, en los cuales no es necesario perforar (Suarez, 2009).

a. Diseño de subdrenes de penetración. Para iniciar el diseño de estos sistemas, se debe hacer un estudio geotécnico del lugar para conocer características del agua subterránea. Se deben colocar piezómetros para medir el abatimiento del nivel del agua, y a la vez tomar la decisión si se deben o no colocar más subdrenes. Se debe verificar que el dren quede dentro del acuífero, porque en ocasiones se colocan debajo del acuífero y no tienen mayor efecto en disminuir el nivel freático(Suarez, 2009).

La profundidad máxima de abatimiento que se puede lograr con cada subdrén de penetración es de 5 metros(Suarez, 2009).

1) Longitud. La longitud de estos subdrenes puede obtener dibujando una sección del talud con su probable superficie de falla, superpuesto sobre una sección geológica para ver los acuíferos y corrientes de agua. Las longitudes varían desde 10 a 40 metros, pero se han construido con longitudes de hasta 120 metros(Suarez, 2009).

2) Pendiente. Al momento de darle la pendiente a la tubería, se debe cuidar que al profundizar no a cotas por encima del nivel de agua. Al inicio de la perforación las pendientes son del 5% al 20% y disminuye al avanzar por la deflexión de la tubería(Suarez, 2009).

3) Alineamiento. Los subdrenes usados en este sistema, puede alinearse de manera perpendicular o en forma de abanico (con un mismo punto de salida). Generalmente se utiliza la forma de abanico por la facilidad para recolectar el agua, no se requiere mover demasiado el equipo y la poca alteración del terreno(Suarez, 2009).

4) Espaciamiento. La distancia entre subdrenes depende de la permeabilidad del suelo, generalmente se utilizan espaciamientos de 1 a 5 metros. En suelos de baja permeabilidad pueden ser necesarios espaciamientos de 2.5 a 5 metros, y en suelos muy permeables se pueden espaciar hasta 20 metros(Suarez, 2009).

5) Metodologías de diseño. Se han desarrollado metodologías para determinar el espacio entre subdrenes de penetración, basadas en principios del movimiento del agua en el suelo. Estos métodos no toman en cuenta parámetros geológicos, y consideran el suelo como elemento homogéneo. Los métodos más utilizados son: gráficas de Kenney y gráficas de Kozeny (Suarez, 2009).

Generalmente el diseño de los espaciamientos se hace por criterio del geotecnista, dependiendo del análisis geotécnico, geológico y a veces por las limitaciones ambientales y de acceso. El primer espaciamiento que se toma, es a la mitad de la longitud de subdrenes y después se agregan más subdrenes a la mitad de los primeros, es importante incluir piezómetros para ver el comportamiento del nivel freático (Suarez, 2009).

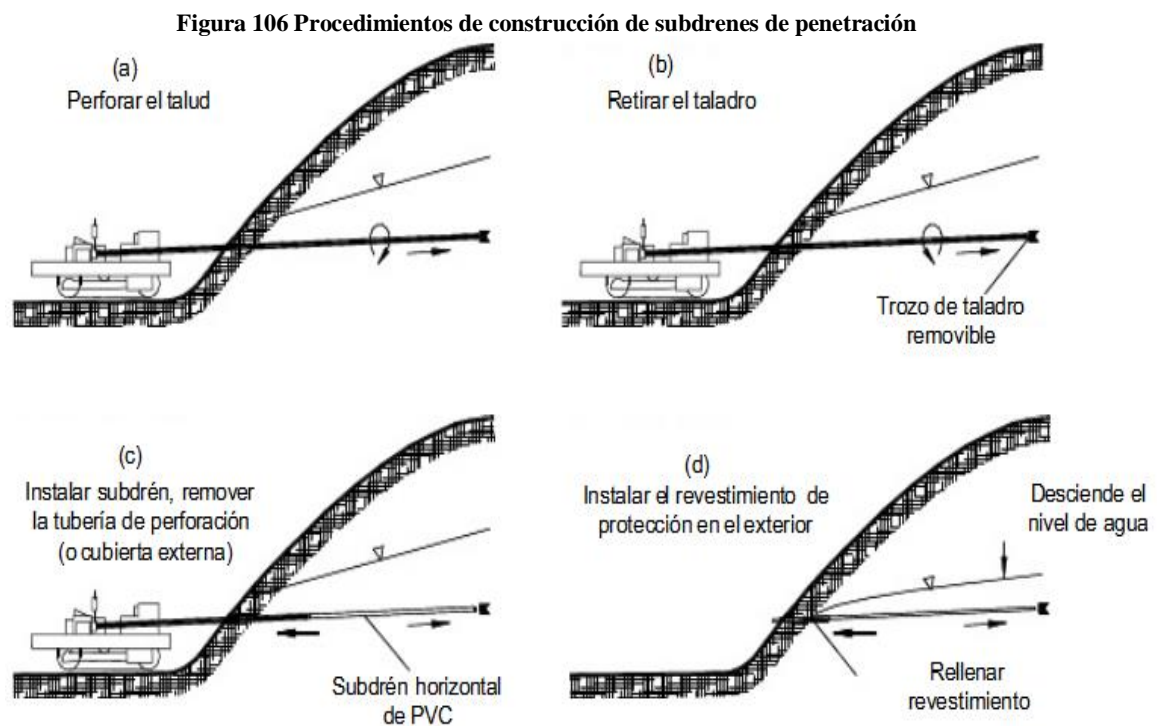
6) Recolección y entrega. Para limpiar el tubo se coloca una válvula removible, después de la válvula se instala una conexión en forma de T, que sirve para trasladar el agua al colector principal. El colector generalmente es de PVC de 6 a 8 pulgadas de diámetro. También se pueden instalar en cada subdren cajas colectoras, y estas se conectan al colector principal. A veces los subdrenes horizontales entran directamente a los canales. Cuando el suelo del talud tiende a erosionarse se necesitan construir estructuras, para llevar un control de erosión en las entregas del subdrenaje (Suarez, 2009).

7) Observaciones para diseñar:

- En ocasiones es más efectivo y menos costoso construir pocos drenes profundos, en lugar de construir varios drenes poco profundos.
- Cuando se instalan drenes profundos pueden aparecer grandes caudales, sin embargo esto no necesariamente es un indicador de que el nivel de agua en la zona de falla del talud disminuyó considerablemente.
- Los caudales recolectados dependen más de la permeabilidad del suelo, que de la altura del nivel freático.
- El caudal inicial de un subdren horizontal disminuye al pasar los días. A veces los caudales aumentan en épocas de lluvia y disminuyen en épocas secas.

- Si se efectúa un buen estudio geotécnico adecuado, los subdrenes horizontales se pueden instalar en lugares que intercepten mantos de materiales de alta permeabilidad, por lo que serán más efectivos que en lugares donde el suelo es muy fino como en las arcillas.
- Los drenes horizontales tienen baja eficiencia en suelos gravosos o de permeabilidad alta, y en los suelos arcillosos (Suarez, 2009).

b. Procedimientos de construcción de los subdrenes horizontales. El rendimiento de las perforaciones depende del equipo, habitualmente es inferior de 10 metros/día. Es necesario colocar tubería de revestimiento para evitar que se tapone el agujero perforado (Suarez, 2009).



(Suarez, 2009).

1) Perforación a rotoperusión con aire a presión. Es el sistema más rápido y eficiente por utilizar sistemas de rotación y percusión, pero es demasiado costoso y se necesita suficiente espacio para colocar grandes compresores de aire. En suelos arcillosos no es tan eficiente porque puede bloquearse el paso del aire en la perforación (Suarez, 2009).

2) Perforación a rotación con agua. Su rendimiento es bajo, pero es el más usado por su disponibilidad y facilidad de transporte. Se inyectan de 5 a galones

por minuto, para enfriar la broca y ayudar en el proceso de perforación. Se utiliza broca tricono que se abandona en el fondo de la perforación al terminarla(Suarez, 2009).

3) Perforación a rotación simple por medios mecánicos. Su uso se encuentra limitado a subdrenes poco profundos, se utiliza en suelos arcillosos en donde la perforación no se cierre con facilidad(Suarez, 2009).

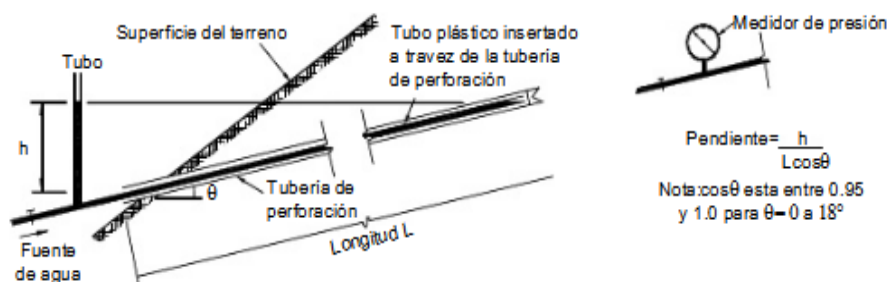
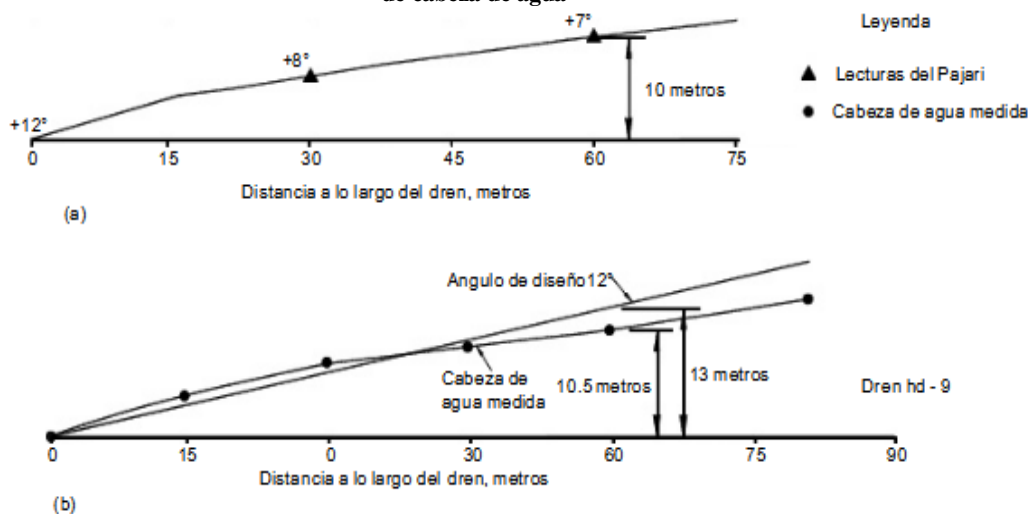
4) Perforación a percusión. Se utiliza más en materiales blandos, por tener el inconveniente de mantener una pendiente, sobre todo cuando encuentra cantos o rocas duras(Suarez, 2009).

5) Control de alineamiento. Es difícil controlar la pendiente y dirección de la perforación, debido a que la tubería tiende doblarse en presencia de rocas o materiales duros. Una forma de controlar la dirección y elevación de la perforación es con mangueras de presión con mangueras, así se determina la altura de la punta del subdrén, pero no es preciso. Uno de los equipos más utilizados es el pajari que combina un inclinómetro y una brújula, pero es un método costo y se necesita demasiado tiempo(Suarez, 2009). Ver Figura 107. No es necesario tener un alineamiento tan preciso para asegurar el buen funcionamiento de los subdrenes horizontales(Suarez, 2009).

6) Colocación del ducto de drenaje. Después de efectuar la perforación, se introduce el dren horizontal dentro de la tubería de revestimiento con la punta tapada, después se retira la tubería de revestimiento. Al final se coloca mortero o algún otro sistema de impermeabilización, dentro de los primeros metros del dren y su conexión al sistema de entrega(Suarez, 2009).

7) Dificultades en la construcción de los subdrenes de penetración. Es difícil instalar drenes horizontales en arenas limosas y en suelos que contienen bloques de roca, grietas abiertas o cavidades (Suarez, 2009).

Figura 107 Ejemplo de medición de pendientes de un subdrén horizontal (a) ensayos pajari, (b) ensayos de cabeza de agua



(Suarez, 2009).

c. **Mantenimiento de los subdrenes de penetración.** Después de haber instalado los drenes horizontales es necesario considerar un plan de limpieza y monitoreo, para que sigan funcionando eficientemente. La sedimentación dentro de los drenes de ciertos organismos o especies vegetales, taponan los drenes y disminuyen el flujo del agua (Suarez, 2009).

Cuando existe sedimentación dentro de los drenes, es necesario rehacer los drenes, aumentando su diámetro y evitando la invasión de las raíces, para lograrlo es necesario embebir en concreto los primeros metros de subdrén y colocar tuberías de entrega en cajas con estricto control vegetal (Suarez, 2009).

El sistema de mantenimiento consiste en:

- Limpieza de la tubería
- Inyección de agua a presión para limpiar los orificios de drenaje de material sedimentado. A este proceso se le llama desarrollo del subdrén (Suarez, 2009).

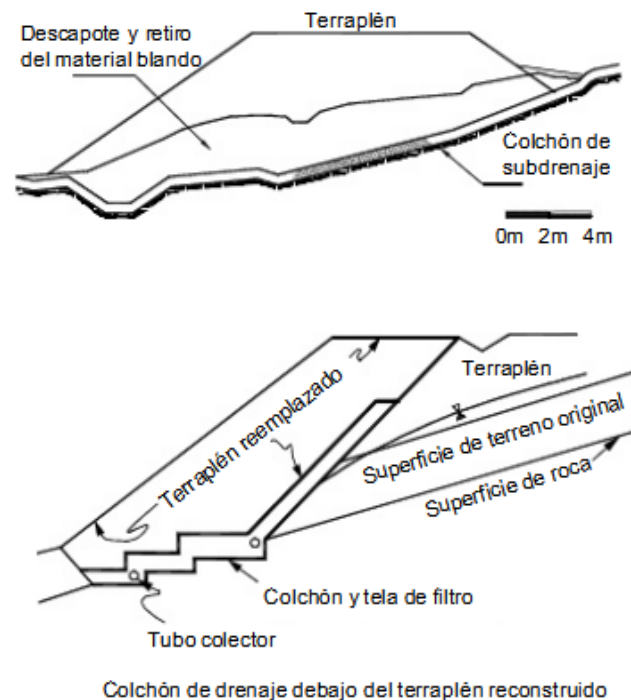
Es necesario tener un control de la presión de las bombas que se utilizan para evitar fallas en las tuberías(Suarez, 2009).

Holtz y Schuster recomiendan realizar mantenimiento de los drenes cada cinco a ocho años, Forrester ha sugerido que deben limpiarse los subdrenes cada tres meses al principio, luego al año, a los cuatro años y en forma sucesivacada cuatro años. Sin embargo en ocasiones es necesario cambiar los drenes, porque la tubería se rompe y se deforma o por el crecimiento de raíces dentro de los mismos(Suarez, 2009).

d. Colchones de drenaje. Los colchones de drenaje son capas de material drenante que se colocan debajo de los terraplenes, después de que se remueven los suelos sueltos (Suarez, 2009).

Por lo general se forma una capa de material grueso permeable envuelto por dos mantos de geotextil. A veces se colocan mangueras o tuberías perforadas, para recolectar el agua que captan los colchones de drenaje (Suarez, 2009).

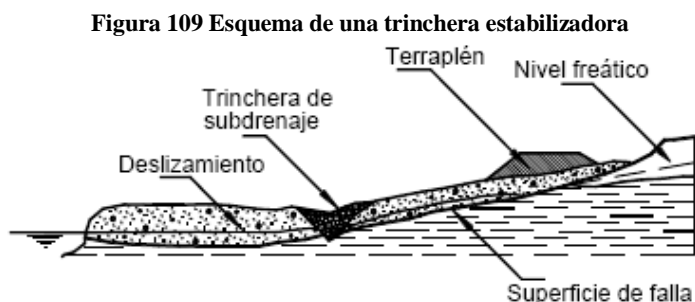
Figura 108 Diagramas de colchones de drenaje



(Suarez, 2009).

e. **Trincheras estabilizadoras.** Este sistema consiste en construir zanjas profundas y anchas, se utiliza maquinaria pesada de movimiento de tierras. En su fondo y/o paredes laterales, lleva un colchón de filtro, un dren interceptor o un sistema de drenajes espina de pescado. La trinchera se excava a profundidades superiores a la superficie de falla y posteriormente se rellena con enrocado o con material común(Suarez, 2009).

El problema con este tipo de drenajes, es que al excavar la zanja se activan deslizamientos de tierra. Al profundizar por debajo de la superficie de falla aumenta el factor de seguridad del talud(Suarez, 2009).



f. **Pantallas de drenaje.** Las pantallas de drenaje son sistemas que se colocan sobre la superficie del talud, para evitar que se produzca erosión ocasionada por exfiltraciones de agua subterránea. Los subdrenes de pantalla toman el agua en los afloramientos y la llevan al sistema de recolección (Suarez, 2009).

Las pantallas de drenaje tienen los siguientes objetivos:

- Evitar que se formen cárcavas de erosión en sitios de afloramiento de agua.
- Captar el agua aflorante y conducirla.
- Servir de contrapeso para estabilizar la masa del talud.
- Actuar como estructura de contención. (Suarez, 2009)

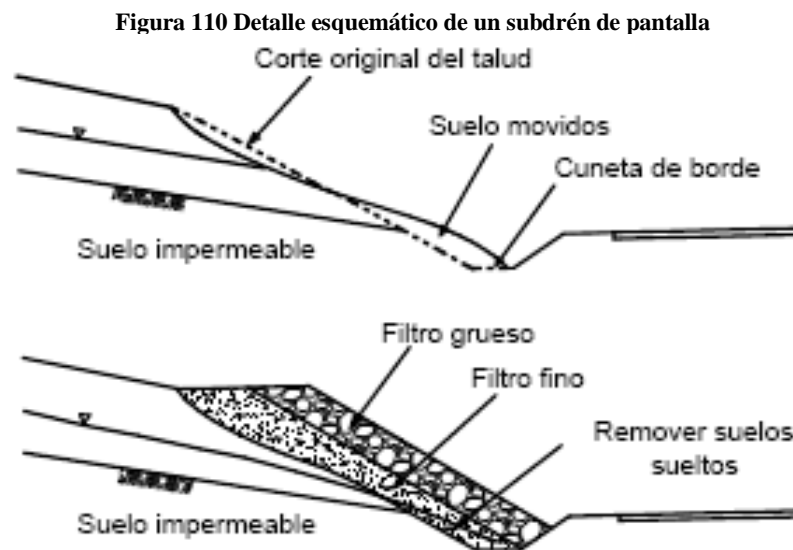
Las pantallas de drenaje constan de tres elementos básicos:

1) **Filtro sobre la superficie del talud.** Puede ser granular o geotextil con material grueso, cubre toda el área de exfiltraciones. Si se emplea material granular el filtro generalmente es superior a 30 centímetros, debe cumplir con las especificaciones para filtros en subdrenes de zanja, y no debe tener más del

3% de finos, si se utiliza geotextil debe cumplir con las especificaciones como filtro (Suarez, 2009).

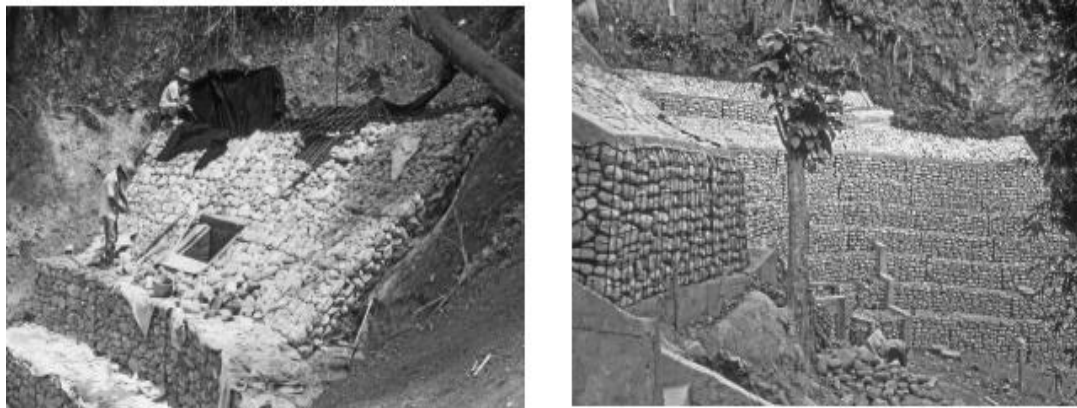
2) **Estructura de contención.** Su función es mantener al filtro en su sitio y ayudar a contener la masa de suelo sobre la que actúa el gradiente hidráulico. Puede ser muros en gaviones, enrocado, muro criba, entre otros (Suarez, 2009).

3) **Subdrén colector.** Se coloca al pie del talud para recoger el agua captada por la pantalla y conducirla a un sitio seguro (Suarez, 2009).



(Suarez, 2009).

Figura 111 Pantallas de drenaje con gaviones



(Suarez, 2009)

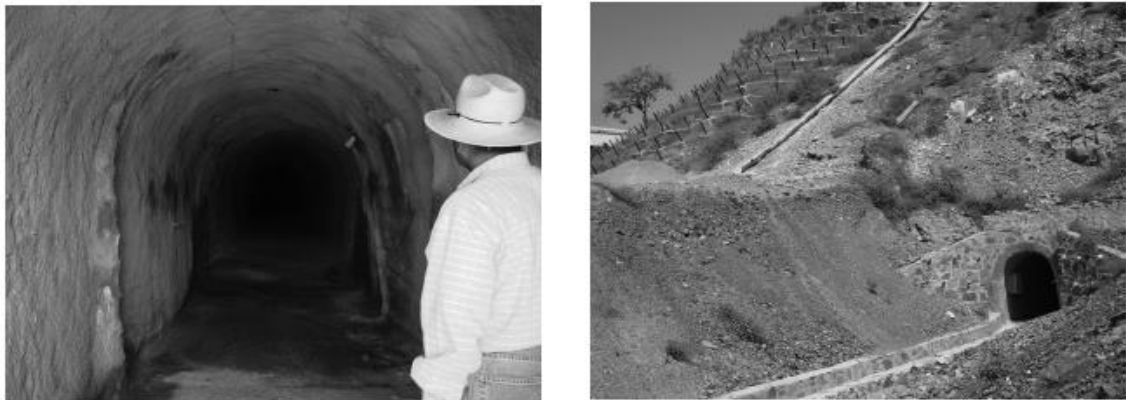
g. Galerías de drenaje. La función de las galerías de drenaje es disminuir las presiones de poro y controlar las corrientes profundas de agua subterránea en un talud. Este sistema es utilizado especialmente en grandes proyectos hidroeléctricos.

Estos túneles normalmente se escavan manualmente empezando en la salida inferior del túnel, y en ocasiones se requiere el uso de maquinaria tuneleadoras para microtúneles. En los lugares en donde hay problemas con la estabilidad del túnel es común colocar travesaños y apoyos de madera, en ocasiones se requiere elementos de soporte en concreto armado o en estructura metálica(Suarez, 2009).

Los criterios para el diseño de galerías de drenaje son los siguientes:

- Su ubicación requiere de un estudio geotécnico detallado.
- El tamaño de su sección tiene que tener la capacidad de acomodar a los trabajadores, facilitar la construcción y para el paso de carretillas o carros manuales sobre rieles. Las pendientes que se manejan se encuentran entre el 1% y el 3%.
- Generalmente el tamaño del túnel es de 1/20 de la altura del talud. Si se requieren túneles muy grandes, se pueden instalar pozos verticales y drenes de penetración dentro de la galería para evitarlo.
- Las galerías se colocan por debajo de la zona de falla y en la parte inferior del acuífero que se desea controlar.
- Los túneles deben interceptar las zonas de alta permeabilidad o descarga.
- El drenaje del agua debe darse por gravedad.
- Debe existir un buen estudio geotécnico, porque en ocasiones es necesario complementar las galerías de drenaje con pozos verticales o subdrenes inclinados.(Suarez, 2009)

Imagen 31 Túnel de drenaje para estabilizar el deslizamiento de un estribo de un viaducto en la vía a Acapulco en México



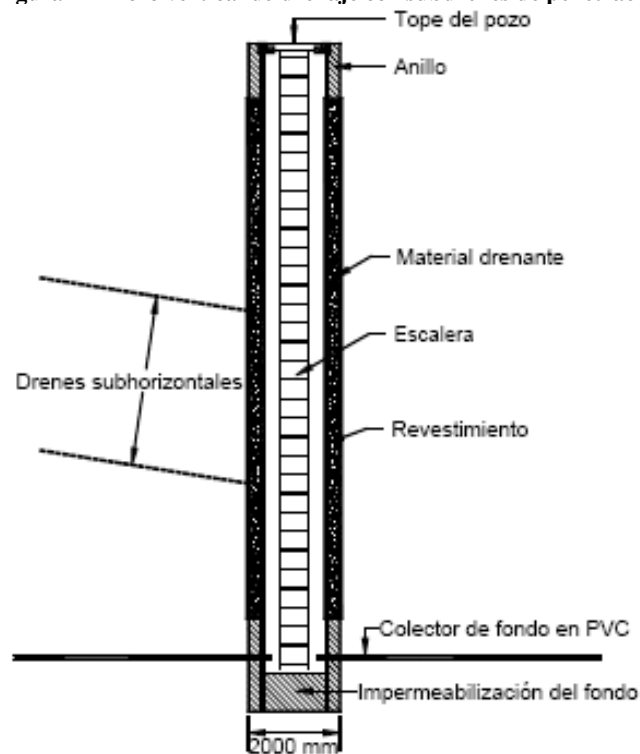
(Suarez, 2009)

5. POZOS VERTICALES DE DRENAJE. Son perforaciones verticales abiertas que alivian las presiones de poro cuando los acuíferos están confinados por materiales impermeables, como ocurre en las intercalaciones de lutitas y areniscas. Además se emplean cuando los mantos están muy profundos y no pueden alcanzarse con drenes de zanja o drenes horizontales (Suarez, 2009).

Para su construcción se emplea el equipo estándar para construcción de pilas. Los subdrenes verticales de gravedad tienen limitaciones ambientales, porque se puede transferir agua de un acuífero a otro (Suarez, 2009).

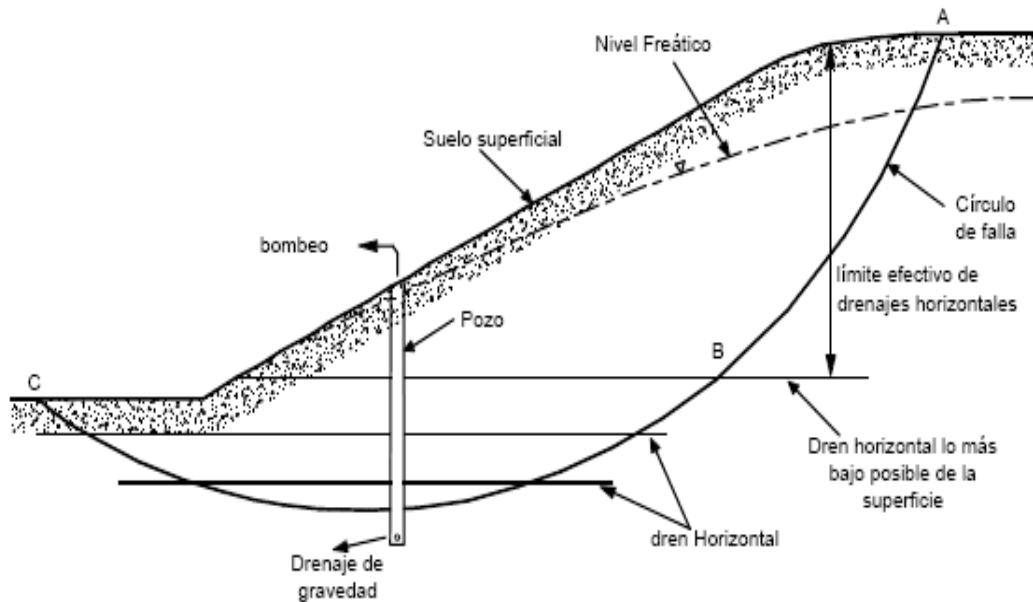
a. Pozos verticales con subdrenes de penetración. Una técnica bastante eficiente para captar agua, consiste en construir un pozo vertical y dentro de este, se colocan grupos de drenes horizontales en forma radial. Los drenes horizontales conducen agua al pozo vertical y pueden ser desaguados por gravedad o por bombeo. Los pozos que drenan por gravedad son más eficientes y requieren menos mantenimiento que los pozos que drenan por bombeo (Suarez, 2009).

Figura 112 Pozo vertical de drenaje con subdrenes de penetración



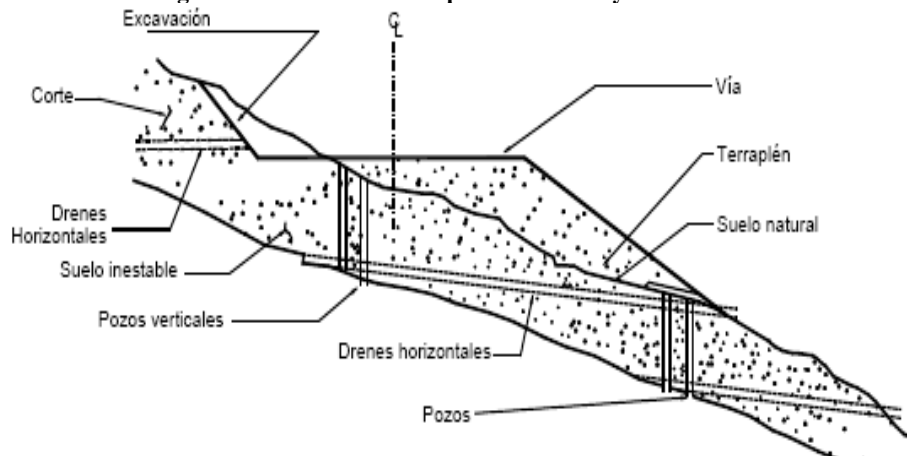
(Suarez, 2009).

Figura 113 Principio de un sistema de pozo vertical con drenes horizontales para la estabilización de deslizamientos



(Suarez, 2009).

Figura 114 Combinación de pozos verticales y subdrenes horizontales



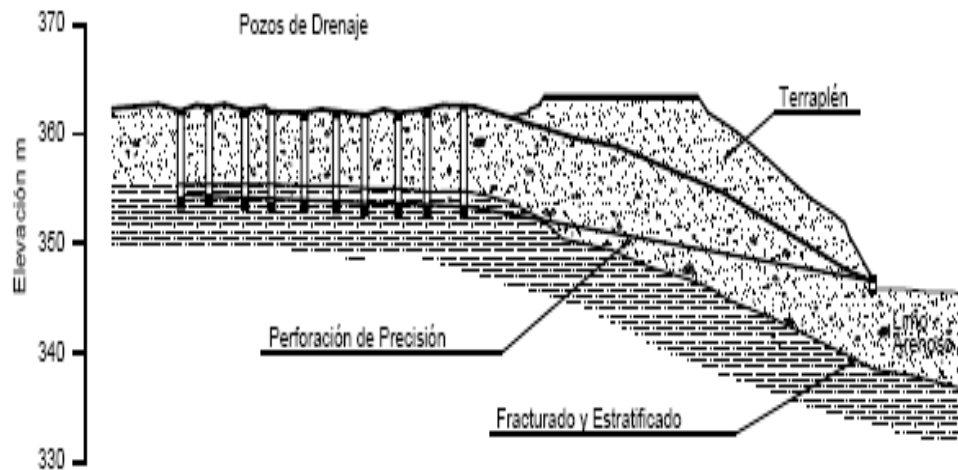
(Suarez, 2009).

b. Pozos interconectados. El sistema consiste construir drenes horizontales que interceptan el sector inferior de los pozos verticales. En Italia se utiliza la teoría Rodren, la cual consiste en pozos verticales con diámetros entre 1.5 a 2 metros que se encuentran espaciados de 5 a 8 metros, e interconectados en su base por un tubo colector. Los drenes colectores se instalan mediante la perforación de drenes horizontales dentro del diámetro del pozo vertical (Suarez, 2009).

Entre las ventajas de este sistema se puede agregar que permite drenar a grandes profundidades, sin necesidad de perforar zanjas continuas, es accesible para la inspección y el mantenimiento (Suarez, 2009).

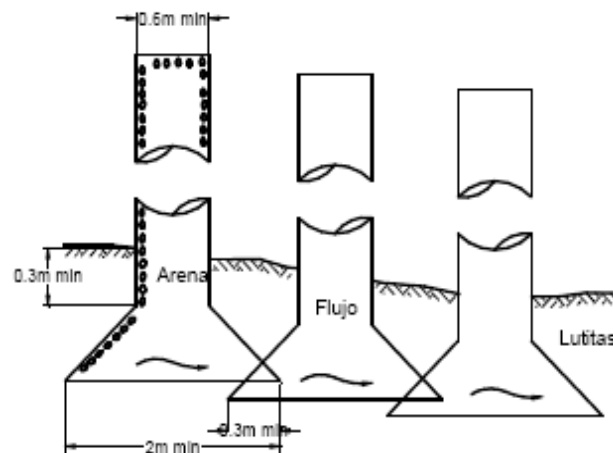
Se han utilizado una tecnología que consiste en Caissons acampanados en conjunto con drenes horizontales, se excavaciones se llenan con material de filtro y en ocasiones las puntas de las campanas se interceptan produciendo un drenaje entre campana y campana (Suarez, 2009).

Figura 115 Pozos verticales conectados con ductos horizontales de PVC para desagüe



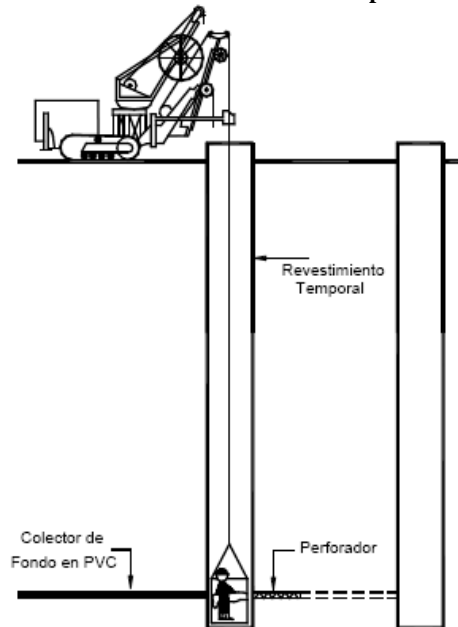
(Suarez, 2009).

Figura 116 Pozos verticales acampanados que se traslapan en el pie



(Suarez, 2009).

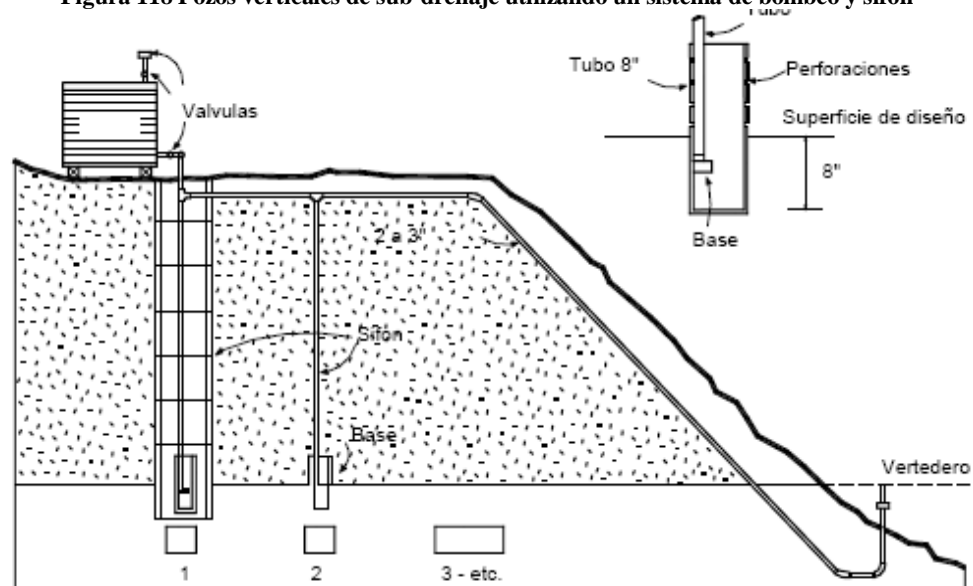
Figura 117 Construcción de ductos entre pozos verticales



(Suarez, 2009).

c. **Pozos con drenaje por sifón.** Se han instalado sistemas de sifones en los pozos verticales, sin embargo existen dudas sobre su funcionalidad con el tiempo. En ocasiones se incluyen sistemas de bombeo, pero pueden existir problemas de bombeo y de operación (Suarez, 2009).

Figura 118 Pozos verticales de sub-drenaje utilizando un sistema de bombeo y sifón



(Suarez, 2009).

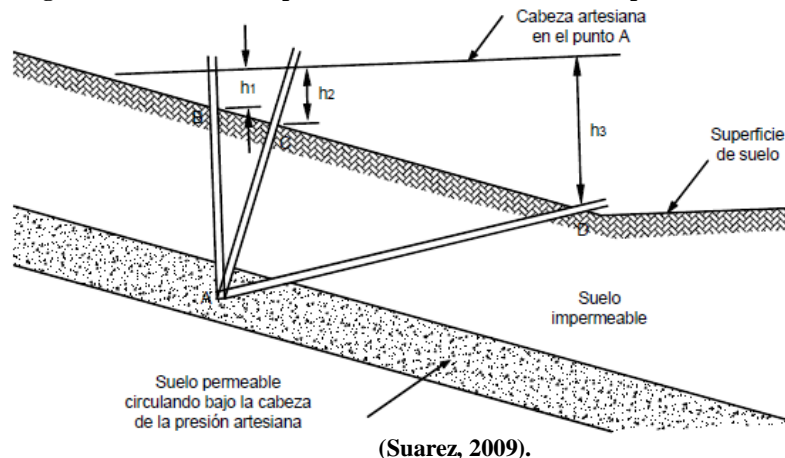
d. Geodrenes verticales. Frecuentemente se utilizan para facilitar el asentamiento de los suelos blandos, pero también pueden ser útiles para aliviar presiones artesianas para aumentar la resistencia del suelo. Tienen un sistema conductor interno en tubería o geomembrana y un geotextil alrededor. El núcleo plástico tiene un canal interno con perforaciones para la entrada del agua. Se colocan por sistemas de martillo, rotación o presión con máquinas especiales, la dificultad que se encuentra al momento de instalar este sistema es la presencia de bloques de roca dura que impiden su colocación (Suarez, 2009).

e. Criterios para el diseño de pozos verticales

- Tienen un diámetro externo de 16 a 24 pulgadas, con un tubo perforado de 4 a 8 pulgadas de diámetro en el interior de la perforación. El espacio entre la perforación y el tubo se llena con material de filtro.
- Los espaciamientos más comunes varían entre 3 a 15 metros, la importancia de este radica en su eficiencia y el costo del sistema y depende de la estructura de las formaciones.
- La profundidad depende del espesor de la zona inestable y la estabilidad requerida.
- El sistema de los pozos se puede drenar interconectándolos por drenes de penetración, por medio de una galería de drenaje o empleando un sistema de sifón.
- Es más efectivo incrementar el número de pozos que aumentar el diámetro de los mismos. (Suarez, 2009)

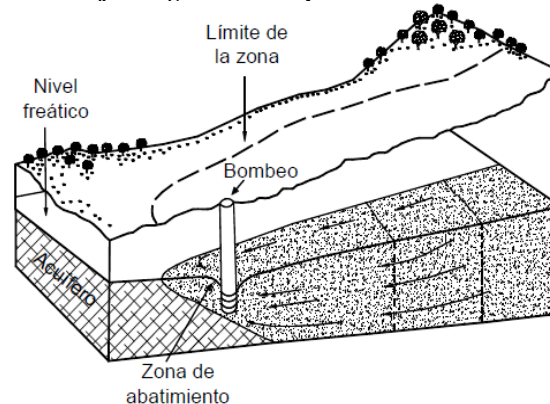
f. Pozos de alivio. Su función es bajar las presiones de aguas en condiciones artesianas, es decir cuando un estrato permeable se encuentre rodeado por uno impermeable e impide el flujo de agua, pueden ser simples o con bombeo. Pueden construirse con inclinación, inclusive se pueden utilizar subdrenes horizontales como pozos de alivio, de manera que sea más eficiente el sistema (Suarez, 2009).

Figura 119 Reducción de presiones artesianas con el uso de pozos de alivio inclinados



g. Pozos de drenaje por bombeo. Los pozos de drenaje por bombeo son una solución temporal para estabilizar el lugar en donde se construirá una estructura de contención, zanjas de drenaje y otro tipo de estructuras. No se requiere efectuar algún cálculo para instalarlos, depende del criterio del ingeniero, se puede ajustar el número de pozos y el volumen de bombeo para obtener el resultado deseado (Suarez, 2009).

Figura 120 Flujo de agua hacia un pozo de bombeo en un talud



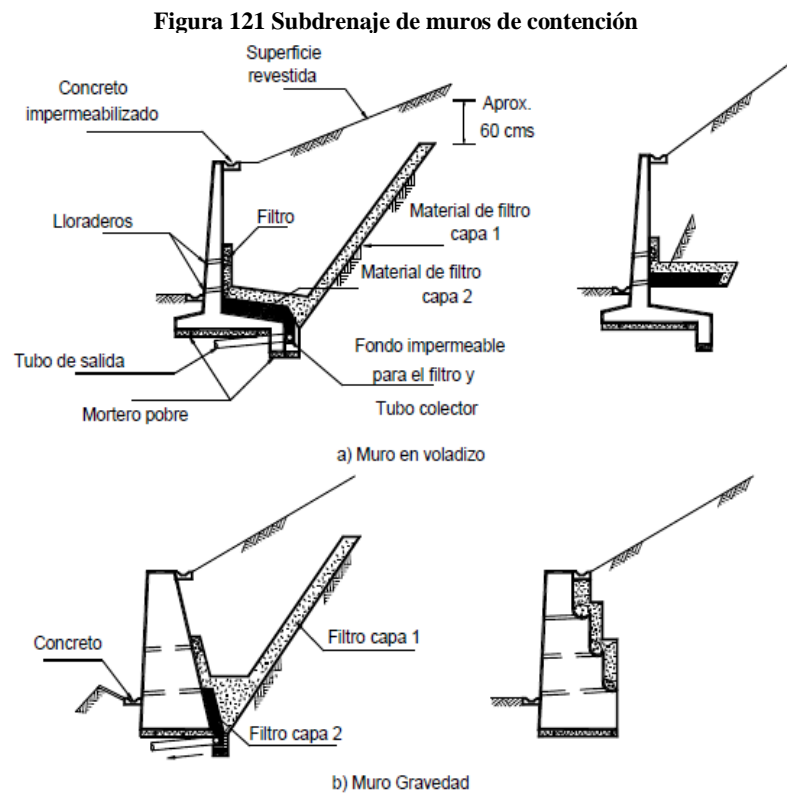
h. Subdrenaje de estructuras de contención. Es necesario construir un subdrenaje adecuado detrás de los muros de contención, en el cuál no deben presentarse taponamientos por lo que se emplea el material de filtro de acuerdo al tipo de suelo detrás del muro (Suarez, 2009).

El sistema de drenaje está formado por colchones de drenaje, pantallas, subdrenes, interceptores o subdrenes horizontales de penetración (Suarez, 2009).

Cuando la pared es impermeable como en muros de concreto, es necesario construir huecos de drenaje o lloraderos para que no se produzca una alta presión de poro detrás de la pared. Generalmente los lloraderos tienen un diámetro de 75 mm y están espaciados a menos de 1.5 metros horizontalmente y a un metro verticalmente. La hilera más baja se encuentra aproximadamente a 30 cm por encima del pie del muro, ver Figura 121.

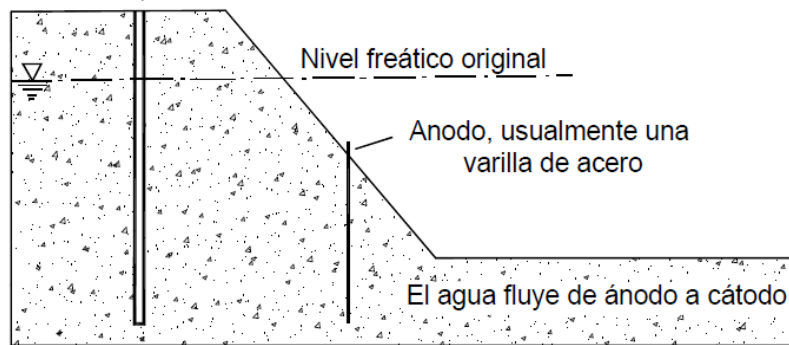
i. Drenaje por electro ósmosis. Ha sido un sistema exitoso, sin embargo no es muy utilizado por los costos de instalación del sistema y algunas incertidumbres sobre el proceso. Casagrande introdujo el concepto a mediados de los años 1930s. El proceso consiste en hacer fluir una corriente directa de ánodos a cátodos enterrados en el suelo, los ánodos generalmente son varillas de acero clavadas en el suelo y los cátodos tubos metálicos (Suarez, 2009).

El gradiente eléctrico produce un flujo de agua a través del suelo desde el ánodo hasta el cátodo de donde se remueve por bombeo o por gravedad, ver Figura 122.



(Suarez, 2009).

Figura 122 Drenaje por electro ósmosis
Cátodo, puede ser un tubo perforado



(Suarez, 2009).

III. MARCO PRÁCTICO

A. ESTADO INICIAL DEL TALUD. Para llevar a cabo la comprobación del funcionamiento del Sistema Vetiver, se instaló dicho sistema en un talud que tuviera la disponibilidad para llevar a cabo las pruebas. El talud utilizado se encuentra en la cercanía de un río, el cual había causado daños al terreno durante las subidas de caudal en el invierno. Como se puede ver en las siguientes figuras, la conformación encontrada del talud era casi completamente vertical.

Imagen 32 Talud en estado inicial, vista sur



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 33 Talud en estado inicial, vista oeste



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 34 Talud en estado inicial, vista este

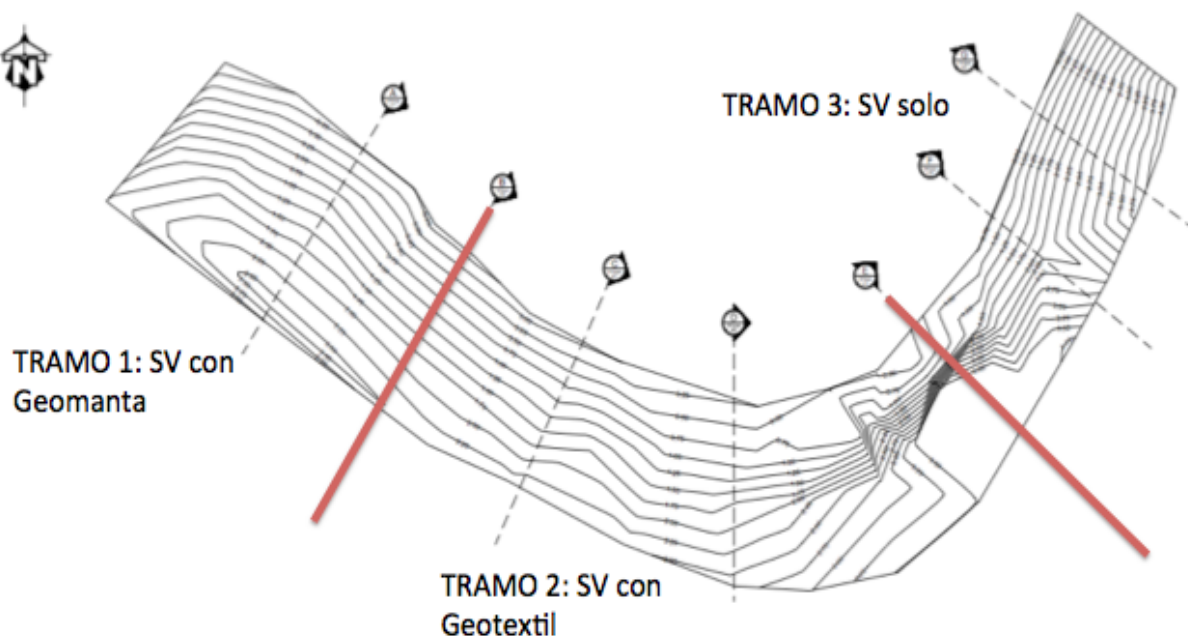


(Elaboración propia, 2012)

Esta configuración es inaceptable en cuanto a la estabilidad, de modo que se llevó a cabo un tendido del talud antes de la instalación del SV. Antes de este perfilado se extrajeron las muestras inalteradas de suelo, para su posterior ensayo en laboratorio.

Se planteó la división del talud en tres tramos de la manera en que se muestra en la Figura 123:

Figura 123 División del talud y ubicación de las muestras extraídas



(Elaboración propia, 2012)

- En el tramo 1, se instaló el Sistema Vetiver en combinación con la geomanta.
- En el tramo 2, se instaló el Sistema Vetiver en combinación con el geotextil.
- En el tramo 3, únicamente se instaló el Sistema Vetiver.

En la figura anterior también se muestran los puntos donde se extrajeron las muestras de suelo para su posterior ensayo.

B. ENSAYOS DE SUELOS. Para llevar a cabo un análisis mecánico del talud con el Sistema Vetiver instalado, primero es necesario conocer las propiedades del suelo que lo conforman, como peso específico, granulometría, cohesión, ángulo de fricción interna, etc. Como se vio en el marco conceptual, dichos valores se obtienen a través de ensayos in situ o de laboratorio que generan una estratigrafía completa del terreno en estudio.

Para los ensayos de laboratorio es necesario llevar a cabo una extracción de muestras inalteradas de suelo que posteriormente puedan ser evaluadas con el equipo

apropiado. En el Anexo G pueden observarse las imágenes correspondientes a la extracción de las muestras.

Para evitar la pérdida de humedad del suelo, las muestras se empaquetan en una bolsa plástica. Una vez en el laboratorio de suelos se llevan a cabo los ensayos correspondientes, cuyos resultados se encuentran en el Anexo c.A.1, c.A. 2 y c.A.3. Las pruebas realizadas fueron las siguientes:

- Límites de Atterberg (Límite Líquido e Índice de Plasticidad)
- Granulometría
- Triaxial
- Peso unitario
- Porcentaje de humedad.

C. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO. La geometría del talud también tiene una fuerte influencia en la estabilidad del mismo, para lo cual será necesario contar con un levantamiento topográfico en el que se detallen elevaciones, longitudes y pendientes.

Este levantamiento fue realizado por los estudiantes del grupo de megaproyecto, utilizando el siguiente equipo:

- Teodolito digital
- Trípode
- Estadal (es)
- Cinta métrica
- Cuaderno y lápiz para registrar los valores.

Se registraron los valores de azimut e hilos de una nube de puntos para luego construir las curvas de nivel del talud en un programa computacional de dibujo técnico.

Las tablas correspondientes a estas mediciones se encuentran en el Anexo c.B.1 y el plano en el Anexo c.B.C.

En el Anexo I se pueden observar varias imágenes de las mediciones realizadas.

D. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD. A continuación se muestran los resultados obtenidos con cada método. Por último se encuentra una tabla donde se comparan los resultados encontrados en cada análisis del talud con diferentes métodos de dovelas.

1. PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD CON LOS DIFERENTES MÉTODOS UTILIZADOS.

a. Análisis del talud considerando una superficie de falla plana

1) *Método No. 1: Culmann.* En el análisis por el método de Culmann, se considera que la superficie de falla es plana. Para este análisis se hizo uso de un software para resolver ecuaciones. Se despeja H de la ecuación (64) obteniendo la siguiente expresión:

$$H = \frac{4c_d}{\gamma} \left[\frac{\text{sen}(\beta)\cos(\phi_d)}{1-\cos(\beta-\phi_d)} \right]$$

Se considera que los factores de seguridad global, con respecto al ángulo de fricción y con respecto a la cohesión son iguales:

$$FS_\phi = \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_d)} = FS_C = \frac{c}{c_d} = FS_S$$

Ya que los factores de seguridad con respecto a la fricción y a la cohesión son iguales al global, entonces se puede despejar la ecuación anterior en términos de C_d y ϕ_d :

$$FS_S = \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_d)} \Rightarrow \phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_d)} \right)$$

$$FS_S = \frac{c}{c_d} \Rightarrow c_d = \frac{c}{FS_S}$$

Al sustituir estos dos últimos términos en la primera ecuación se obtiene:

$$H = \frac{4 \frac{C}{FS_S}}{\gamma} \left[\frac{\text{sen}(\beta)\cos\left(\tan^{-1}\left(\frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_d)}\right)\right)}{1 - \cos\left(\beta - \cos\left(\beta - \tan^{-1}\left(\frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_d)}\right)\right)\right)} \right]$$

El valor de FS_S para la superficie de falla plana se obtiene al despejar la ecuación anterior, dando origen a la siguiente ecuación:

$$FS_S \rightarrow \left[\frac{4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) - 4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1) + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \right. \\ \left. \frac{4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1) + 4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \right]$$

Con fines de estudio, se considera que la punta de las raíces del Vetiver se interseca con la superficie de falla, la cual tiene una longitud de 30cm y se ubica en dirección vertical desde la superficie. Se dibuja una línea de 30cm desde la superficie a la parte más alta de la superficie, y se traza una línea desde el origen (parte más baja del talud), hasta el inferior de la línea que representa la longitud de las raíces. Esta línea se extiende, con la misma pendiente, hasta intersecar la superficie del talud. Esto se hace con el fin de obtener el ángulo θ en el que la cohesión desarrollada es máxima.

Conociendo θ y las propiedades del suelo y geometría del talud, se obtiene el esfuerzo resistente del talud, haciendo uso de la siguiente ecuación:

$$\tau_f = c + \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen}(\beta) \text{sen}(\theta)} \right] \cos(\theta) \text{sen}(\theta) \tan(\phi)$$

b. Análisis del talud considerando una superficie de falla circular

1) Método No. 2: Procedimiento de masa del análisis de estabilidad o método de masa total. Para facilitar los cálculos en el análisis de este método se utiliza una hoja de cálculo. Se considera que los factores de seguridad global, con respecto al ángulo de fricción y con respecto a la cohesión son iguales:

$$FS_\phi = \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_d)} = FS_c = \frac{c}{c_d} = FS_S$$

Se desconoce el valor de c_d y ϕ_d , por lo que se itera en la gráfica presentada en el marco teórico y la siguiente ecuación:

$$c = m\gamma H \quad (92)$$

donde:

m = número de estabilidad

Υ = peso específico

H = altura del talud

En la gráfica mencionada se encuentran relacionados los valores de c_d y ϕ_d , por lo que se asumen valores para ϕ_d en múltiplos de cinco, los cuales coinciden con los de la gráfica. Se busca en la gráfica el valor de c_d para cada valor asumido de ϕ_d . Estos valores se ordenan en una tabla y son utilizados para encontrar el factor de seguridad con respecto a la cohesión y a la fricción para cada caso.

Se grafican los valores del factor de seguridad con respecto a la cohesión contra el factor de seguridad con respecto a la fricción, para cada valor de asumido de ϕ_d . Después se traza una línea a 45° desde el origen y se toma como valor de FS_S el punto donde FS_C y FS_ϕ son iguales. Por último con el principio de Coulomb se determina el valor del esfuerzo cortante actuante y resistente.

c. Análisis del talud considerando una superficie de falla circular por dovelas. Existen varios métodos de taludes basados en el principio del análisis por dovelas. En esta investigación solo se hace uso de tres de ellos: el método de Fellenius, de Bishop y el de Morgenstern-Price. Para realizar estos análisis se hace uso de programas de software, utilizados específicamente para esto.

1) Método 3: Fellenius o Método Sueco. En el análisis del talud con el método de Fellenius, como se mencionó anteriormente, se utiliza un programa de software utilizado especialmente en el análisis de taludes. Como se mencionó anteriormente la ecuación para encontrar el factor de seguridad, FS_S , con el método de Fellenius es la siguiente:

$$FS_S = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c\Delta L_n + W_n \cos(\alpha_n) \tan(\phi))}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \text{sen}(\alpha_n)} \quad (67)$$

Para hacer el análisis con este método sin la ayuda del software utilizado, el procedimiento es el siguiente:

Se encuentran los valores geométricos del talud gráficamente usando el perfil del talud, y dibujando la superficie de falla, para posteriormente dibujar las dovelas. Se dibujan varios centros de giro, O, y varias superficies de falla con diferentes radios, hasta encontrar la combinación que proporcione el factor de seguridad menor, es decir, donde se tenga la mayor probabilidad de que ocurra el deslizamiento.

Los valores que se obtienen gráficamente son ΔL_n , W_n , y α_n , para cada una de las p dovelas dibujadas. El peso de una dovela por un metro de longitud perpendicular al perfil W_n , se encuentra multiplicando el área de la misma por su peso específico. Después se obtienen los valores de $\text{sen}(\alpha_n)$, $\text{cos}(\alpha_n)$ y $\text{tan}(\phi)$. Se hace una tabla donde se colocan los valores mencionados anteriormente para cada dovela, y se hacen las sumatorias mencionadas en la ecuación del FS_S , mencionada anteriormente. En este método se tiene la ventaja de no hacer iteraciones, ya que el valor de FS_S solo se encuentra una vez en la ecuación.

2) Método 4: Bishop. Al igual que el método anterior, el análisis del talud con el método de Bishop se realizó utilizando un programa de software, el cual es el mismo. La ecuación utilizada para encontrar el factor de seguridad, FS_S , con el método de Bishop es la mencionada en el marco teórico y se repite a continuación:

$$FS_S = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (cb_n + W_n \tan(\phi) + \Delta T \tan(\phi)) \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \text{sen}(\alpha_n)} \quad (73)$$

donde:

$$m_{\alpha(n)} = \text{cos}(\alpha_n) + \frac{\text{tan}(\phi) \text{sen}(\alpha_n)}{FS_S} \quad (74)$$

Si no se dispusiera de este programa de software, el proceso para encontrar FS_S es el siguiente:

Al igual que el método anterior, se dibuja el perfil del talud, la superficie de falla y posteriormente las dovelas para encontrar los valores geométricos del talud gráficamente. Se dibujan diversos centros de giro, O , y diversas superficies de falla con distintos radios, hasta que se encuentre la combinación que brinde el factor de seguridad más pequeño, donde se tiene la mayor probabilidad de que ocurra el deslizamiento.

De manera similar al método anterior, se obtienen gráficamente los valores de ΔL_n , W_n , y α_n para cada una de las p dovelas dibujadas. Para encontrar W_n , que es el peso de una dovela por un metro de longitud, perpendicular al perfil, se encuentra el área de la dovela y se multiplica por su peso específico. Posteriormente se obtienen los valores de $\text{sen}(\alpha_n)$, $\text{cos}(\alpha_n)$ y $\text{tan}(\phi)$. Se colocan los valores mencionados anteriormente para cada dovela, en una tabla y se hacen las sumatorias que se encuentran en la ecuación anteriormente mencionada. En esta ecuación el valor de $m_{\alpha(n)}$ contiene a FS_S por lo que se tiene que iterar en dicho valor. Para facilitar esta ecuación, se puede hacer uso de una hoja de cálculo para variar los valores de FS_S con facilidad.

3) **Método 5: Morgenstern y Price.** El análisis de la estabilidad de un talud por este método se obtiene haciendo uso de las ecuaciones y el proceso indicado anteriormente en el marco teórico. Se utilizó un programa de software (el mismo usado en los métodos anteriores), para analizar la estabilidad del talud.

E. APLICACIÓN DEL SISTEMA VETIVER

1. **DESCRIPCIÓN GENERAL.** El Sistema Vetiver fue aplicado en un mismo talud, el cual se dividió en tres partes. En la Imagen 35 se puede observar la división de los tramos, en donde al primer tramo se aplicó el Sistema Vetiver combinado con geomanta, en el siguiente tramo se utilizó Vetiver combinado con geotextil y en el último tramo (Imagen 36) se utilizó únicamente Vetiver.

En las siguientes imágenes se puede observar como quedó dividido el talud en los tres tramos:

Imagen 35 División del talud, tramo 1 (Vetiver con Geomanta) y tramo 2 (Vetiver con Geotextil)



(Elaboración propia)

Imagen 36 Tramo 3, talud sembrado únicamente con Vetiver



(Elaboración propia)

a. Parámetros de siembra. Para los tres tramos ensayados se escogió el mismo patrón de siembra ya que era el más apropiado y utilizado en este tipo de taludes; teniendo en cuenta que en taludes donde el problema de erosión no es muy severo y pueden ser controlados al aplicar el Sistema Vetiver. Los distanciamientos de siembra fueron los siguientes:

- Distanciamiento entre plantas: 15 cm (Aproximadamente 7 plantas por metro lineal)
- Distanciamiento entre surcos: 100 cm

b. Proceso de aplicación del Sistema Vetiver. En la parte de Anexos I.3, se pueden observar fotografías de cómo se fueron realizando estos procesos y como quedaron finalmente.

El proceso de aplicación del Sistema Vetiver para cada uno de los tramos es el siguiente:

1) Tramo 1: Sistema Vetiver combinado con geomanta. Las geomantas son materiales geosintéticos, los cuales tiene como función servir como un sistema de control de erosión en taludes en los cuales la vegetación es escasa; ya que permiten el alojamiento de tierra vegetal con alguna mezcla de semillas, dejando a estas atrapadas entre las capas, para que cuando la semilla germine, se empiece a realizar el trabajo de control de erosión (Lopez Jimeno, Gómez Prieto, García Bermúdez, & Llopis Trillo, 2002).

Es importante saber que la geomanta además de permitir la germinación de semillas para el control de erosión, sirve directamente como una barrera para el control de erosión desde el momento en que esta se aplica, debido a que está diseñada para retener agregados los agregados del suelo son movidos por la escorrentía superficial.

a) **Especificaciones técnicas de la geomanta utilizada**

Tabla 27 Propiedades físicas de la geomanta

Propiedades Físicas			
Espesor nominal	mm	ASTM D 6525	10.00
Gramaje	g/m ²	ASTM D 6566	520
Índice de vacíos	%		>90
Espesor del filamento	mm		0.65
Color			Negro
Polímero			Polipropileno
Peso específico del polímero	kg/m ³	ASTM D 792	905
Punto de fusión del polímero	°C	ASTM D 1505	150
Resistencia UV del polímero		ASTM D 4355	Estabilizado

(MACAFERRI, 2002)

Tabla 28 Propiedades mecánicas de la geomanta

Propiedades Mecánicas			
Resistencia a la tracción longitudinal	kN/m	ASTM D 6818	2.50
Elongación a la rotura	%	ASTM D 6818	50
Resistencia a la tracción transversal	kN/m	ASTM D 6818	1.00
Elongación a la rotura	%	ASTM D 6818	48
Flexibilidad	mg-cm	ASTM D 6575	180000

(MACAFERRI, 2002)

Tabla 29 Características de Presentación del Rollo de Geomanta

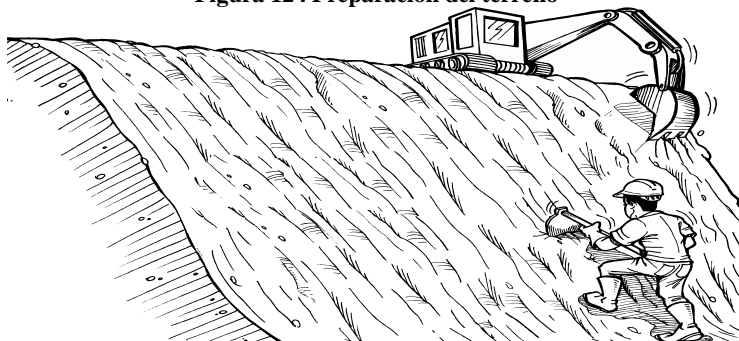
Presentación del rollo			
Ancho	m		2
Largo	m		50
Área	m ²		100
Diámetro promedio	m		0.70
Peso	kg		52

(MACAFERRI, 2002)

b) Proceso de instalación del Sistema Vetiver en combinación con la geomanta

- Se remueve todo el material sobrante, tales como piedras grandes, raíces, escombros, etc., rellenando huecos para obtener una superficie de tendido suave y compacta. El talud se constituirá, perfilándolo hasta alcanzar el grado de inclinación especificado desde un inicio.

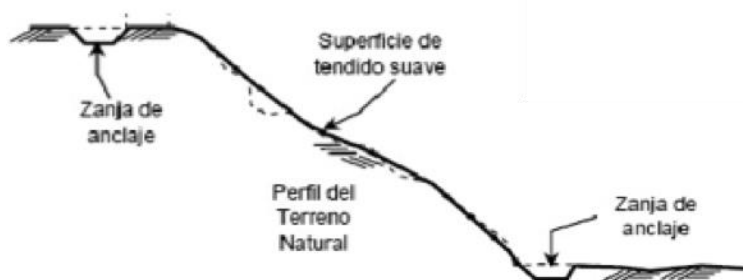
Figura 124 Preparación del terreno



(MACAFERRI, 2002)

- Se excavó una zanja de anclaje de 30x30 cm en el pie y corona del talud para poder anclar la geomanta.

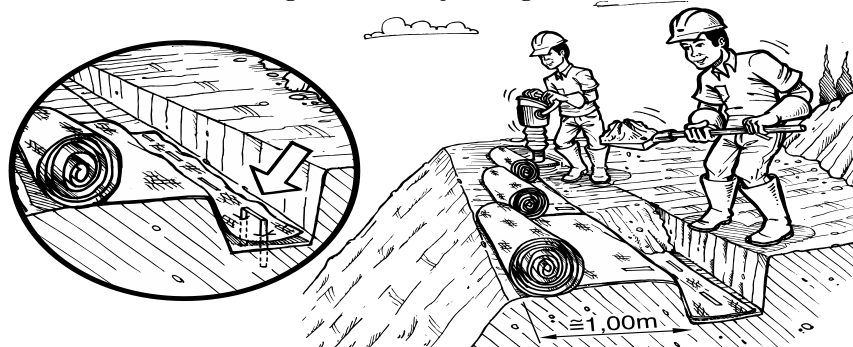
Figura 125 Zanjas de anclaje



(Lopez Jimeno, Gómez Prieto, García Bermúdez, & Llopis Trillo, 2002)

- Utilizando grapas de 30 centímetros de profundidad espaciadas a cada 2 metros, se ancló la geomanta en la parte posterior. Luego de esto, se repuso el suelo extraído al hacer la zanja y se compactó.

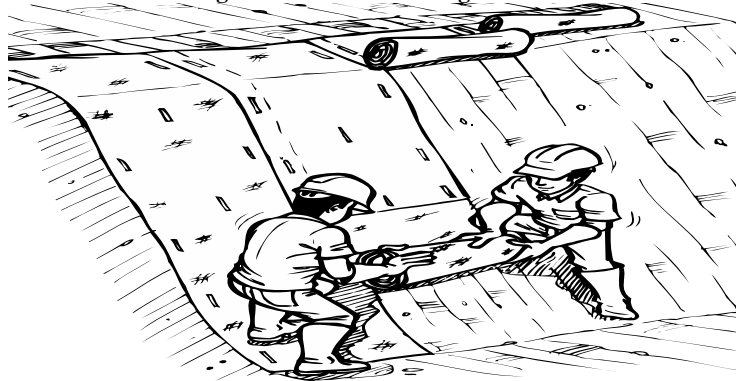
Figura 126 Anclaje de la geomanta



(MACAFERRI, 2002)

- Se extendió la geomanta a lo largo del talud y luego se ancló en la zanja realizada en la parte baja del talud de la misma forma como se hizo en la parte posterior.

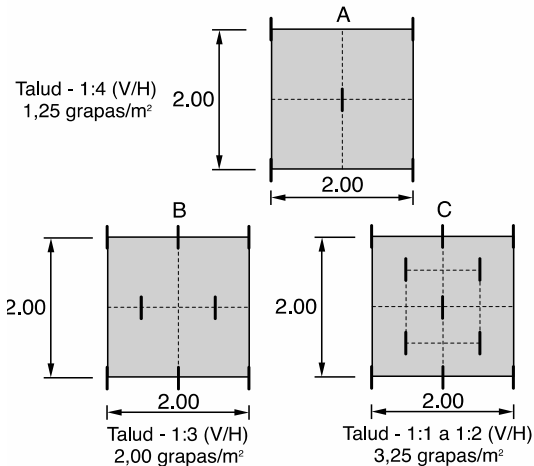
Figura 127 Tendido de la geomanta



(MACAFERRI, 2002)

- Utilizando las grapas de 30 cm, se aseguró la geomanta a lo largo del talud, colocando 3.25 grapas/m², ya que el talud de estudio es aproximadamente 1:2 (V/H), esa era la cantidad de grapas necesarias.

Figura 128 Cantidad de grapas según la inclinación del talud



(MACAFERRI, 2002)

- Luego de instalada la geomanta, se realizó la abertura de pequeños hoyos, utilizando un tubo de 5 cm de diámetro, con una profundidad de entre 5 a 10 cm. Los espaciamientos a los cuales se realizaron los hoyos, son a los parámetros anteriormente fijados (15 cm entre planta y 100 cm entre surcos).

Figura 129 Realización de hoyos para la siembra



(MACAFERRI, 2002)

- Se introdujo cada planta de Vetiver en su respectivo hoyo, teniendo el cuidado de que las raíces no queden dobladas. Llenando de tierra el hoyo compactándolo con la mano alrededor de la planta.
- Finalizada la siembra, se aplicó una capa de tierra sobre la geomanta (3 a 5 cm) alrededor de todo el talud.

2) **Tramo 2: Sistema Vetiver combinado con geotextil.** El geotextil es un material textil permeable el cual tiene una estructura planar y es usado como una herramienta muy importante en la ingeniería debido a sus aplicaciones en control de erosión de suelo, laderas, división de caminos, etc.; son fabricados con ciertas propiedades hidráulicas específicas y de retención de tierra, esto depende del tipo de suelo que se quiera proteger (Lopez Jimeno, Gómez Prieto, García Bermúdez, & Llopis Trillo, 2002).

a) **Especificaciones técnicas del geotextil utilizado**

Tabla 30 Propiedades mecánicas del geotextil utilizado

Propiedades mecánicas			
Resist. long. a la tracción (Tira Ancha)	kN/m	ABNT NBR 12824	7
Elong. longitudinal (Tira Ancha)	%	ABNT NBR 12824	50-65
Resist. transv. a la tracción (Tira Ancha)	kN/m	ABNT NBR 12824	6
Elongación transversal (Tira Ancha)	%	ABNT NBR 12824	60-75
Resist. longit. a la tracción (Grab Test)	N	ASTM D 4632	425
Elongación longitudinal (Grab Test)	%	ASTM D 4632	> 60
Resist. transv. a la tracción (Grab Test)	N	ASTM D 4632	375
Elongación transversal (Grab Test)	%	ASTM D 4632	>70
Resistencia al punzonamiento	N	ASTM D 4833	245
Resistencia al punzonamiento CBR	kN	ABNT NBR 13359	1,1
Resist. longitudinal al desgarre trapezoidal	N	ASTM D 4533	190
Resist. transversal al desgarre trapezoidal	N	ASTM D 4533	180

(MACAFERRI, 2002)

Tabla 31 Propiedades Hidráulicas del Geotextil utilizado

Propiedades hidráulicas			
Permeabilidad normal	cm/s	ASTM D 4491	0,35
Permisividad	s ⁻¹	ASTM D 4491	2,5
Flujo de agua	l/s/m ²	ASTM D 4491	120
Abertura aparente mínima de filtración	mm	ASTM D 4751	0,16
Abertura aparente máxima de filtración	mm	ASTM D 4751	0,26

(MACAFERRI, 2002)

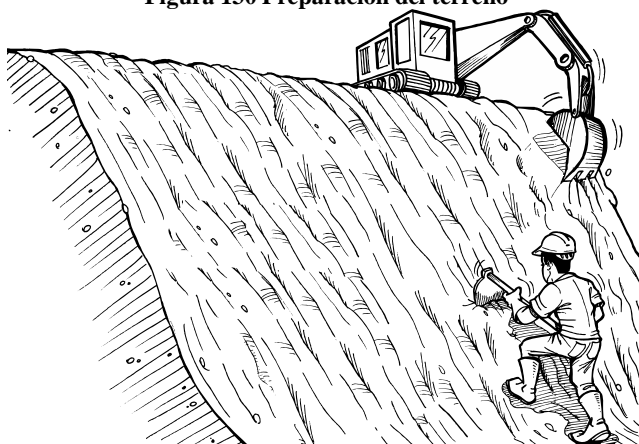
Tabla 32 Presentación del Rollo del Geotextil

Presentación del rollo		
Largo	m	100
Ancho	m	2.30
		4.60

(MACAFERRI, 2002)

b) **Proceso de instalación del Sistema Vetiver en combinación con la geotextil**

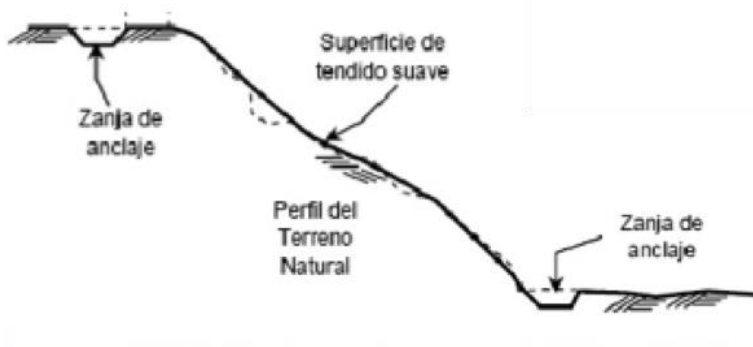
- Se remueve todo el material sobrante, tales como piedras grandes, raíces, escombros, etc., rellenando huecos para obtener una superficie de tendido suave y compacta. El talud se constituirá, perfilándolo hasta alcanzar el grado de inclinación especificado desde un inicio.

Figura 130 Preparación del terreno

(MACAFERRI, 2002)

- Se excavó una zanja de anclaje de 30x30 cm en el pie y corona del talud para poder anclar el geotextil.

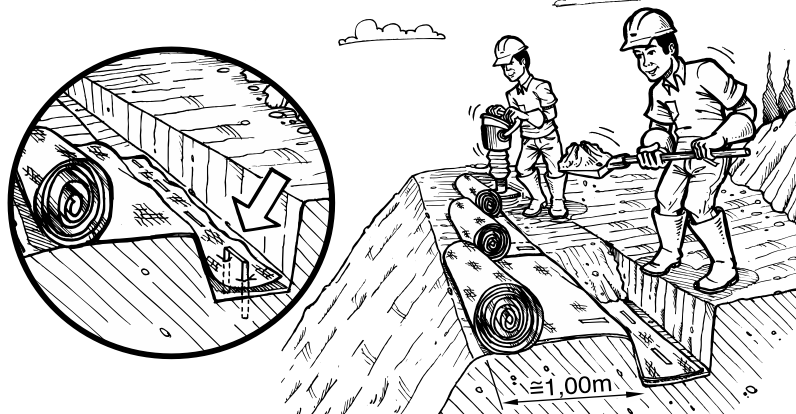
Figura 131 Zanjas de anclaje



(Lopez Jimeno, Gómez Prieto, García Bermúdez, & Llopis Trillo, 2002)

- Utilizando grapas de 30 centímetros de profundidad espaciadas a cada 2 metros, se ancló el geotextil en la parte posterior. Luego de esto, se repuso el suelo extraído al hacer la zanja y se compactó.

Figura 132 Anclaje del geotextil



(MACAFERRI, 2002)

- Se extendió el geotextil a lo largo del talud y luego se ancló en la zanja realizada en el pie del talud de la misma forma como se hizo en la corona.

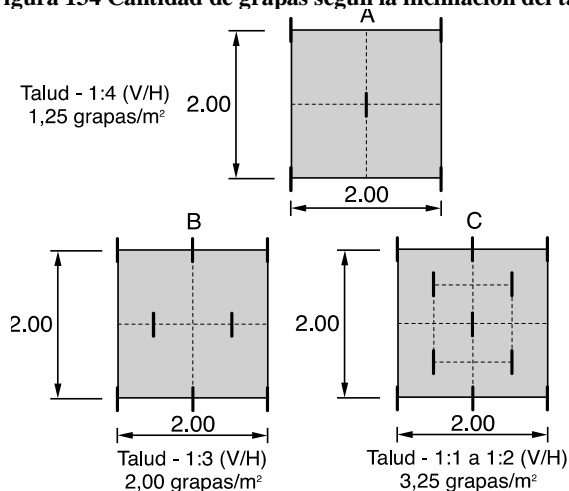
Figura 133 Tendido de la geotextil



(MACAFERRI, 2002)

- Utilizando las grapas de 30 cm, se aseguró el geotextil a lo largo del talud, colocando 3.25 grapas/m², ya que el talud de estudio es aproximadamente 1:2 (V/H), esa era la cantidad de grapas necesarias.

Figura 134 Cantidad de grapas según la inclinación del talud



(MACAFERRI, 2002)

- Luego de instalado el geotextil, se realizó la abertura de pequeños hoyos cortando el geotextil, utilizando un tubo de 5 cm de diámetro, con una profundidad de entre 5 a 10 cm. Los espaciamientos a los cuales se realizaron los hoyos, son a los parámetros anteriormente fijados (15 cm entre planta y 100 cm entre surcos).

Figura 135 Realización de hoyos para la siembra



(MACAFERRI, 2002)

- Se introdujo cada planta de Vetiver en su respectivo hoyo, teniendo el cuidado de que las raíces no hayan quedado dobladas. Llenando de tierra el hoyo compactándolo con la mano alrededor de la planta.

3) **Tramo 3: Solo Sistema Vetiver.** A diferencia de los tramos en los cuales se utilizó el Sistema Vetiver combinado, en este tramo únicamente se sembró el Vetiver, lo cual hizo que el proceso fuera bastante más fácil.

a) **Proceso de instalación del Sistema Vetiver**

- Se perfiló el talud, removiendo todo aquel material sobrante, tales como piedras grandes, raíces, escombros, etc., rellenando huecos para obtener una superficie de tendido suave y compacta, hasta alcanzar el grado de inclinación indicado en un inicio.

Figura 136 Preparación del terreno



(MACAFERRI, 2002)

- Luego de perfilado el talud, se realizó la abertura de pequeños hoyos utilizando un tubo de 5 cm de diámetro, con una

profundidad de entre 5 a 10 cm. Los espaciamientos a los cuales se realizaron los hoyos, son a los parámetros anteriormente fijados (15 cm entre planta y 100 cm entre surcos).

- Se introdujo cada planta de Vetiver en su respectivo hoyo, teniendo el cuidado de que las raíces no quedaran dobladas. Llenando de tierra el hoyo y compactándolo con la mano alrededor de la planta.

F. ENSAYOS A LAS RAÍCES

1. JUSTIFICACIÓN DE HACER LOS ENSAYOS. Se sabe que las raíces del Vetiver y otra vegetación proveen un efecto de fortalecimiento al suelo mediante las propiedades de resistencia a la tensión, corte, fricción o adhesión. Hay investigaciones que se han hecho para poder cuantificar el efecto de reforzamiento o incremento de la resistencia al suelo en los cuales se ha plantado el Vetiver.

Para poder determinar el efecto de reforzamiento del pasto Vetiver como una herramienta para el control de la erosión y mejora en la estabilización de taludes, se realizaron ensayos de tensión y corte a las raíces para poder comprobar el comportamiento y la tendencia de los valores de esfuerzos cortantes y esfuerzos de tensión respecto al diámetro de cada raíz. Hay varias investigaciones realizadas sobre este tema, pero solo se han hecho en plantas mayores de 2 años, por lo que se generó la necesidad de hacer ensayos propios para poder obtener resultados de estos ensayos a diferentes edades obteniendo muestras de plantas del talud sembrado por el grupo para realizar las pruebas.

En la Gráfica 3 que se encuentra en el marco teórico, se puede observar la tendencia del comportamiento de las raíces a los ensayos de tensión respecto a su diámetro, teniendo una tendencia exponencial negativa. A pesar de que si es posible encontrar una ecuación que se ajuste a los valores experimentales, no se le puede asignar un valor de resistencia específico a cada raíz en función de su diámetro ya que existen variaciones de resistencia entre raíces con el mismo diámetro.

2. METODOLOGÍA DE ENSAYO

a. Muestreo. Se realizó un muestreo al azar en el cual se obtuvieron en cada tramo 3 plantas para realizar los ensayos a tensión y 1 planta para los ensayos a corte. Finalmente el tamaño de la muestra fue de un total de 9 plantas para ensayos a tensión y 3 plantas para los ensayos a corte, tomando un total de 4 plantas por tramo.

Al momento de sacar las muestras, fue necesario excavar alrededor de cada una de las plantas, teniendo el cuidado de que las raíces se mantuvieran lo mas intactas posible para asegurar el éxito de las mediciones para los ensayos de laboratorio.

Se midieron los largos y diámetros de todas las raíces de cada una de las plantas para tener un punto de comparación del crecimiento en cada uno de los tramos y comprobar si existe alguna diferencia entre tramos. Además se realizaron ensayos para determinar la resistencia a tensión y corte de cada tramo.

Después de realizadas las respectivas mediciones, se tomaron 10 raíces de cada una de las plantas, teniendo un total de 30 raíces para los ensayos a tensión y 10 para los ensayos a corte en cada uno de los tramos. La cantidad total de raíces ensayadas fueron de 90 raíces a tensión y 30 a corte. Las raíces que se utilizaron para dichos ensayos se seleccionaron únicamente bajo el criterio que fueran raíces no ramificadas y rectas sin importar el largo y el diámetro que cada una de ellas tuviera, teniendo en cuenta que las raíces estudiadas debían estar frescas, por lo que había que limitar el tiempo transcurrido entre la toma de la muestra y los ensayos a un máximo de dos horas, de lo contrario las raíces empiezan a perder su resistencia y propiedades lo cual distorsionaría los ensayos.

b. Mediciones. Luego de obtener las muestras, se realizaron las mediciones de los diámetros y largos de cada una de las raíces.

Para la medición de los diámetros se utilizó, un bernier, el cual permite tener valores más exactos y precisos, ya que el rango de los diámetros medidos era bastante pequeño, el cual se encontraba entre 0.2 y 2.5 mm.

Imagen 37 Vernier utilizado para la medición de los diámetros de las raíces



Luego para la medición de las raíces, se utilizó una regla convencional de 30 cm, como la que se observa en la Imagen 38, en donde se fue midiendo el largo de cada una de las raíces.

Imagen 38 Regla utilizada para la medición de la longitud de las raíces



c. Ensayo a tensión. Se conoce como fuerza de tensión a la fuerza que, aplicada a un cuerpo elástico, tiende a producirle una elongación. Existen diversas definiciones de tensión, de acuerdo a la rama del conocimiento.

En la física y la ingeniería la tensión mecánica se refiere a la fuerza por unidad de área en el entorno de un punto material sobre la superficie de un cuerpo. La tensión mecánica puede expresarse en unidades de fuerza divididas por unidades de área.

El ensayo a tensión se realizó en el Laboratorio de Materiales del Departamento de Ingeniería Civil, usando un concepto similar a los ensayos a tensión que se realizan en las varillas de acero.

Se montó el equipo a utilizar como se observa en la Figura 137, los elementos utilizados para montar el equipo para realizar los ensayos fueron los siguientes:

- Balanza
- Alambre
- Sargento
- Placas de madera

Se colgó la balanza en un marco rígido, utilizando alambre para poder sujetarla de forma que no se fuera a soltar y nos permitiera medir las fuerzas. Luego se sujetó el sargento a la otra punta de la balanza para poder colocar las placas de madera que sujetan a las raíces, sirviendo estas como mordazas para evitar que la raíz se soltara al momento de aplicar la fuerza.

Luego de montado el equipo se realizaron los ensayos para cada una de las raíces, en las cuales se sujeta la raíz con las placas y estas son apretadas por el sargento. Una vez colocada la raíz, se le aplica una fuerza hacía abajo jalándola manualmente y poder así ir midiendo mediante la balanza la cantidad de libras que la raíz aguanta antes de romperse. La sensibilidad de la balanza utilizada era de una libra. Es muy importante revisar antes de hacer los ensayos que la balanza se encuentre calibrada ya que de lo contrario nos daría valores erróneos. En la parte de anexos se puede observar imágenes de cómo quedó el equipo finalmente.

La velocidad a la cual se va aplicando la fuerza es algo que siempre se tiene que tener en cuenta, ya que no debe de ser mayor que aquella a la cual las lecturas de carga para poder tomarse con el grado de exactitud deseado, teniendo en cuenta que la velocidad ejerce una influencia apreciable sobre las propiedades del material, esta tiene que ser constante.

Con base en las mediciones de diámetros de cada una de las raíces y la fuerza que cada una soportó, se sacó el esfuerzo de tensión soportado por la raíz. Utilizando la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (2)$$

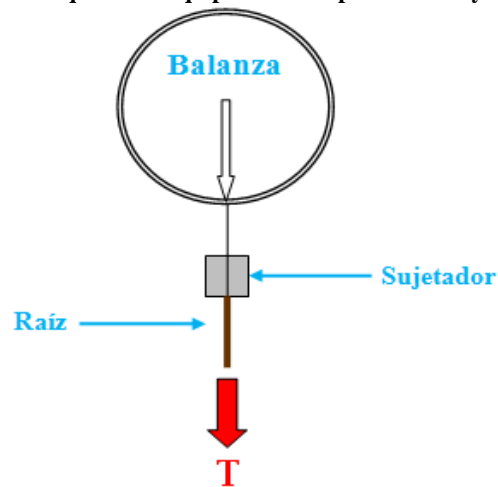
donde:

σ = Esfuerzo a la tensión (MPa)

F = Fuerza de tensión aplicada a la raíz (N)

A = Área de la raíz (mm^2)

Figura 137 Esquema de equipo utilizado para los ensayos a tensión de las raíces



(Elaboración Propia, 2012)

d. Ensayo a corte. Un esfuerzo de corte es aquel que actúa paralelamente a un plano, para distinguirlo de los esfuerzos de tensión y compresión los cuales que actúan normalmente a un plano. Las cargas que producen las condiciones de corte de interés principal en el ensayo de materiales son las siguientes:

- Las resultantes de fuerzas paralelas, pero opuestas, actúan a través de los centroides de secciones espaciadas a distancias “infinitesimales” entre sí. Es concebible en tales casos que los esfuerzos de corte sobre las secciones sean uniformes y exista un estado de corte directo puro. Es posible acercarse a esta condición, pero nunca alcanzarla prácticamente.
- Las fuerzas opuestas aplicadas son paralelas, actúan normalmente a un eje longitudinal del cuerpo, pero están espaciadas a distancias finitas entre sí. Entonces, además de los esfuerzos cortantes producidos, se establecen esfuerzos flexionantes.
- Las fuerzas aplicadas son paralelas u opuestas, pero no yacen en un plano que contenga el eje longitudinal del cuerpo; aquí se establece un par que produce una torsión alrededor de un eje longitudinal.

Los elementos utilizados para realizar el ensayo fueron los siguientes:

- 3 placas metálicas perforadas
- Alambre
- Marco rígido para sujetar el equipo
- Soporte de masas
- Masas

Para el ensayo de corte directo, usualmente se corta una barra o elemento de un material, como es en este caso cada una de las raíces, que son introducidas entre tres placas perforadas colocadas de forma paralela entre ellas y perpendicular al plano de falla (raíz ensayada), la raíz a ensayar es sujeta manualmente hasta estar tensionada para luego aplicar la carga en la placa de en medio hasta llegar a la ruptura como se puede observar en la Figura 138. Para ejercer la fuerza aplicada en la placa central, se van agregando masas conocidas sobre el soporte hasta encontrar así la fuerza final que resiste cada raíz. En la parte de anexos apartado B, se puede observar como quedó finalmente el equipo utilizado para el ensayo luego del montaje.

Luego de obtenida la fuerza aplicada a cada raíz y con su respectivo diámetro, se procedió a sacar el esfuerzo cortante que soporta la raíz, considerando que se sometió el sistema a doble cortante. La ecuación utilizada es la siguiente:

$$\tau = \frac{V}{2A} \quad (1)$$

donde:

τ = Esfuerzo cortante (MPa)

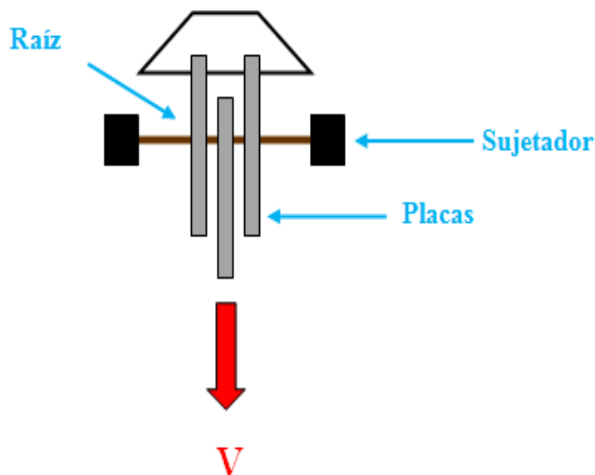
V = Fuerza de cortante aplicada a la raíz (N)

A = Área de la raíz (mm²)

La velocidad y la forma a la cual se fue aplicando la fuerza mediante las masas que se fueron agregando es algo que siempre se tiene que tener en cuenta,

ya que debe hacerse en forma lenta y no brusca para no inducir en el ensayo una fuerza de impacto que pueda perjudicar las mediciones.

Figura 138 Esquema de equipo utilizado para los ensayos a corte de las raíces



(Elaboración Propia, 2012)

G. FUNDAMENTOS DEL MODELO INTEGRADO DE RESISTENCIA DEL SUELO CON EL SISTEMA VETIVER

Como se mostró en el marco conceptual, modificando la ecuación de Coulomb para considerar el efecto de las raíces en la masa de suelo, se obtiene la ecuación 85:

$$S = (S_s + \Delta S_R) + \sigma' \tan \phi' \quad (85)$$

donde

S = Resistencia del sistema con raíces

σ' = Esfuerzo Normal

ϕ' = Angulo de fricción del suelo (Suárez Díaz, 1998)

El término ΔS_R se refiere al esfuerzo cortante que se incrementa en el suelo luego de sembrado el Vetiver. Este valor es dependiente del esfuerzo a tensión que soportan las raíces y se obtiene con la ecuación 86:

$$\Delta S_R = t_R [\cos \theta \tan \phi + \sin \theta] \quad (86)$$

donde:

θ = Ángulo de distorsión del cortante

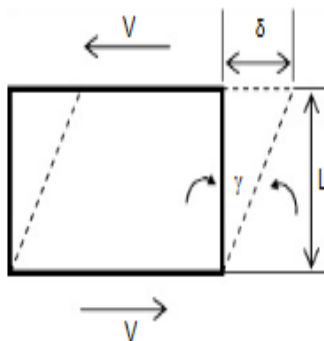
φ = Ángulo de fricción interna

t_R = Fuerza de tensión promedio de las raíces por área unitaria de suelo

La fuerza de tensión promedio de las raíces por unidad de área de suelo puede determinarse multiplicando la fuerza de tensión promedio de las raíces por la fracción de la sección de suelo que está ocupada por raíces, es decir, *Área raíz/Área suelo* (A_r/A).

El ángulo de distorsión del cortante se refiere a la deformación producida por un esfuerzo cortante. A diferencia de los esfuerzos de tensión y compresión que producen alargamiento o acortamiento de las dimensiones del elemento, el esfuerzo cortante genera un movimiento lateral que a su vez tiene un ángulo respecto a la posición inicial de la fibra de la raíz (Ver Figura 139).

Figura 139 Ley de Hooke en cortante



(Pytel & Singer: 1994)

El modelo supone que las raíces se moverán en su totalidad con el bloque de suelos, de modo que su deformación debe ser un valor diferente de cero. La magnitud del ángulo de distorsión del cortante deberá asumirse para este modelo, ya que su determinación empírica implicaría el desarrollo de ensayos de cortante de muestras de suelos con raíces, información con la cual no se cuenta. Por esta razón, se llevarán a cabo algunas pruebas numéricas que justifiquen la selección de dicho ángulo.

H. RESULTADOS

1. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD CON DIFERENTES METODOLOGÍAS.

Tabla 33 Resultados del análisis de todos los perfiles del talud estudiados por el método de Culmann

Resultados del análisis del talud por el método de Culmann considerando la superficie de falla crítica							
Perfil	Muestra	γ (Ton/m ³)	c (Ton/m ²)	ϕ (°)	H (m)	β (°)	FS _s
1	1 Sup. Der.	1.22	0.8	26	2.84	24	6.426
2	1	1.55	0	31	2.89	25	1.289
3	2	1.16	1.6	26	2.41	24	12.959
4	3 "A"	0.98	5.1	33	2.43	21	49.66
5	3 "B"	1.28	6.5	31	2.43	21	48.29
6	4	1.22	3.3	27	2.81	68	6.432
7	5	1.25	2.9	25	3.21	33	11.274

(Elaboración Propia, 2012)

Tabla 34 Resultados del análisis de todos los perfiles del talud estudiados por el método de Culmann considerando que las raíces del Vetiver intersecan la superficie de falla

Resultados del análisis del talud por el método de Culmann considerando que las raíces del Vetiver intersecan la superficie de falla								
Perfil	Muestra	γ (Ton/m ³)	c (Ton/m ²)	ϕ (°)	H (m)	β (°)	θ (°)	τ_r (Ton/m ²)
1	1 Sup. Der.	1.22	0.8	26	2.84	24	22	0.867
2	1	1.55	0	31	2.89	25	23	0.102
3	2	1.16	1.6	26	2.41	24	21	1.682
4	3 "A"	0.98	5.1	33	2.43	21	18	5.207
5	3 "B"	1.28	6.5	31	2.43	21	18	6.630
6	4	1.22	3.3	27	2.81	68	66	3.313
7	5	1.25	2.9	25	3.21	33	30	2.978

(Elaboración Propia, 2012)

Tabla 35 Resultados del análisis de todos los perfiles del talud estudiados por el método de procedimiento de masa del análisis de estabilidad

Resultados del análisis del talud por el método de masa total											
Perfil	Muestra	γ (Ton/m ³)	c (Ton/m ²)	ϕ (°)	H (m)	β (°)	c_d (ton/m ²)	ϕ_d (°)	τ_d (ton/m ²)	T (ton/m ²)	FS _s
1	1 Sup. Der.	1.22	0.8	26	2.84	24	0.2286	7.429	0.6803	2.490	3.5
2	1	1.55	0	31	2.89	25	0	9.371	0.7393	2.692	3.31
3	2	1.16	1.6	26	2.41	24	0.2909	4.727	0.5221	2.964	5.5
4	3 "A"	0.98	5.1	33	2.43	21	0.4636	3	0.5884	6.647	11
5	3 "B"	1.28	6.5	31	2.43	21	0.591	2.818	0.744	8.369	11
6	4	1.22	3.3	27	2.81	68	0.3667	3	0.5463	5.047	9
7	5	1.25	2.9	25	3.21	33	0.5043	4.348	0.8094	4.7710	5.75

(Elaboración Propia, 2012).

Tabla 36 Resultados del análisis de todos los perfiles estudiados del talud por el método de Fellenius

Resultados de análisis del talud por el método Ordinario (Fellenius)								
Perfil	Muestra	γ (Ton/m ³)	c (Ton/m ²)	ϕ (°)	H (m)	β (°)	Radio (m)	FS _s
1	1 Sup. Der.	1.22	0.8	26	2.84	24	6.228	3.61
2	1	1.55	0	31	2.89	25	9.08	1.308
3	2	1.16	1.6	26	2.41	24	5.296	5.532
4	3 "A"	0.98	5.1	33	2.43	21	7.045	16.594
5	3 "B"	1.28	6.5	31	2.43	21	6.428	16.068
6	4	1.22	3.3	27	2.81	68	4.504	5.592
7	5	1.25	2.9	25	3.21	33	6.102	5.93

(Elaboración Propia, 2012)

Tabla 37 Resultados del análisis de todos los perfiles estudiados del talud por el método de Bishop

Resultados de análisis del talud por perfiles Bishop								
Perfil	Muestra	γ (Ton/m ³)	c (Ton/m ²)	ϕ (°)	H (m)	β (°)	Radio (m)	FS _s
1	1 Sup. Der.	1.22	0.8	26	2.84	24	5.645	3.359
2	1	1.55	0	31	2.89	25	8.618	1.371
3	2	1.16	1.6	26	2.41	24	5.218	5.919
4	3 "A"	0.98	5.1	33	2.43	21	7.338	17.132
5	3 "B"	1.28	6.5	31	2.43	21	6.428	16.589
6	4	1.22	3.3	27	2.81	68	5.005	5.625
7	5	1.25	2.9	25	3.21	33	5.716	6.14

(Elaboración Propia, 2012)

Tabla 38 Resultados del análisis de todos los perfiles estudiados del talud por el método de Morgenstern-Price

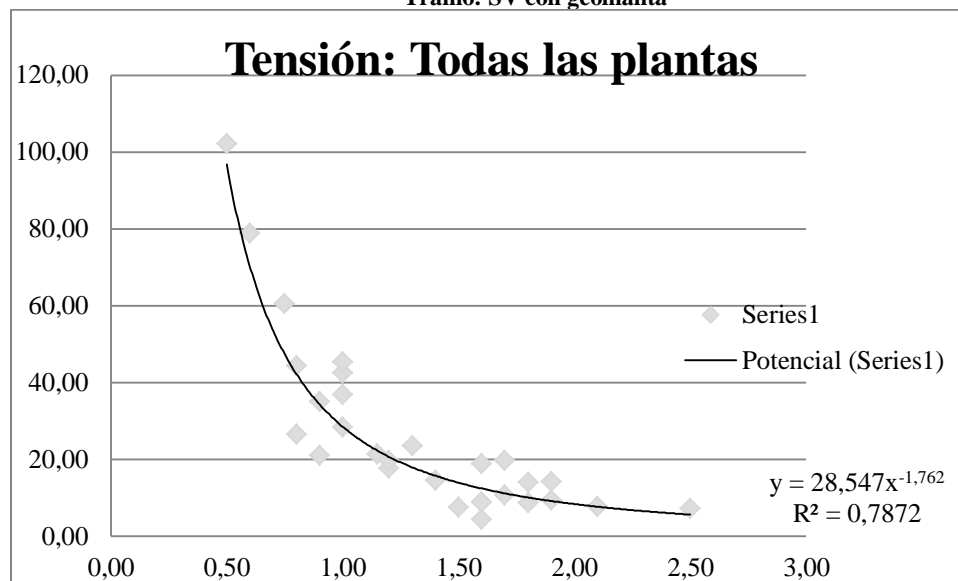
Resultados de análisis del talud por perfiles Morgenstern-Price								
Perfil	Muestra	γ (Ton/m ³)	c (Ton/m ²)	ϕ (°)	H (m)	β (°)	Radio (m)	FS _s
1	1 Sup. Der.	1.22	0.8	26	2.84	24	6.35	3.347
2	1	1.55	0	31	2.89	25	11.34	1.395
3	2	1.16	1.6	26	2.41	24	5.218	5.913
4	3 "A"	0.98	5.1	33	2.43	21	6.436	17.192
5	3 "B"	1.28	6.5	31	2.43	21	6.436	16.607
6	4	1.22	3.3	27	2.81	68	4.509	6.704
7	5	1.25	2.9	25	3.21	33	5.81	6.106

(Elaboración Propia, 2012)

2. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS A LAS RAÍCES. En las siguientes gráficas, se observa el resultado de los ensayos a tensión y corte de las raíces de Vetiver para cada uno de los tramos. En la primera gráfica se muestra el esfuerzo a tensión vs. diámetro. En la segunda gráfica se puede encontrar el esfuerzo a corte de cada raíz vs. su diámetro. En cada una de las gráficas se observa su tendencia, la ecuación de cada una, la cual es potencial y su respectivo coeficiente de correlación.

a. Sistema Vetiver combinado con geomanta. En la Imagen 35 ubicada en la descripción general de la metodología, se puede observar como quedó cada tramo distribuido. A continuación se muestra la gráfica de los ensayos a tensión de todas las raíces ensayadas para el tramo 1 (Vetiver con geomanta):

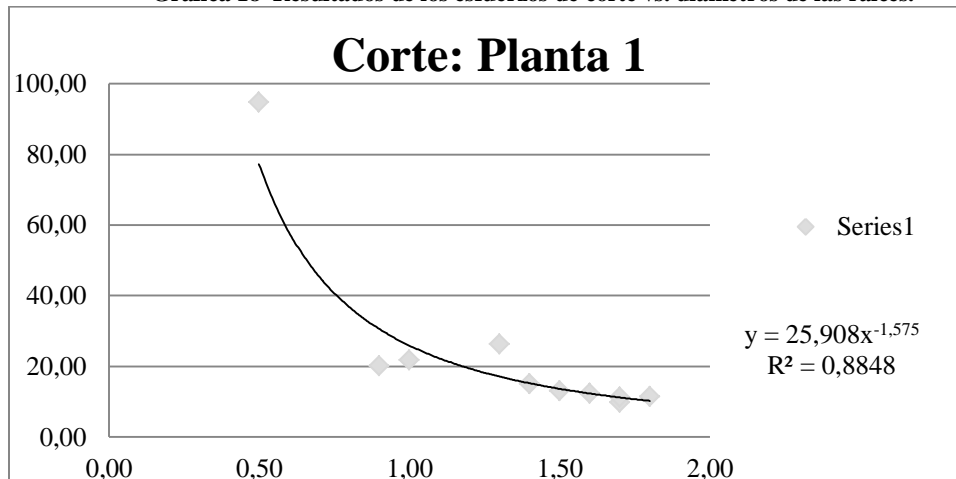
**Gráfica 17 Resultados de los esfuerzos de tensión vs. diámetro de raíces de todas las plantas.
Tramo: SV con geomanta**



(Elaboración Propia, 2012)

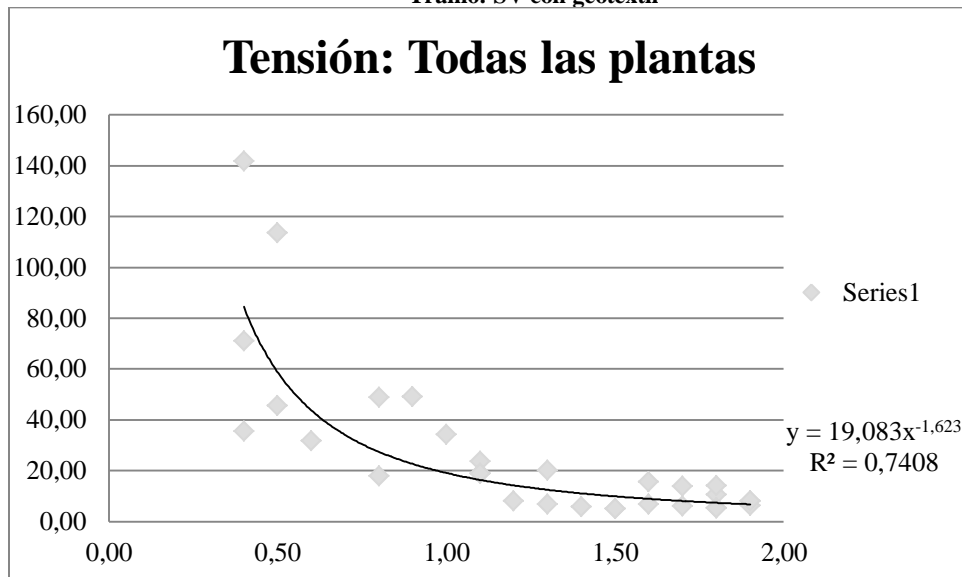
En esta gráfica se observan los esfuerzos a corte vs. diámetros para las raíces de la planta del tramo de Vetiver combinado con geomanta.

Gráfica 18 Resultados de los esfuerzos de corte vs. diámetros de las raíces.



(Elaboración Propia, 2012)

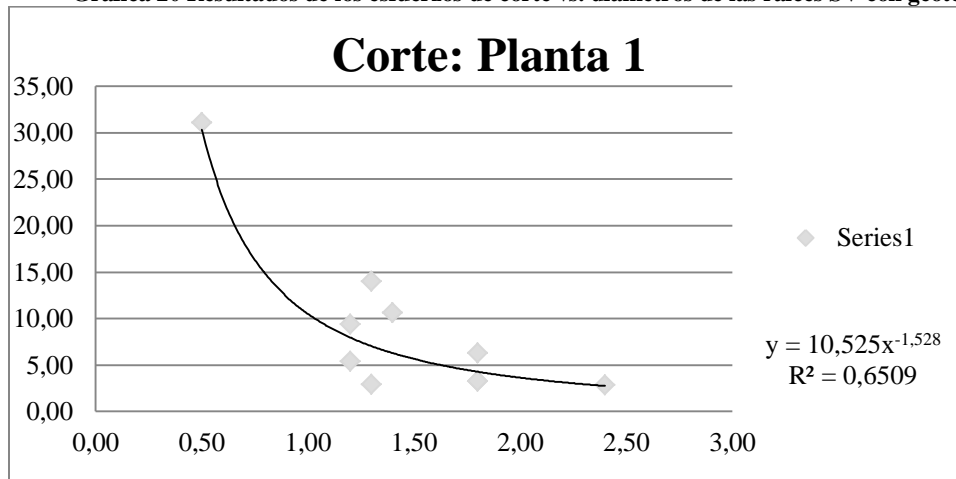
b. Sistema Vetiver combinado con geotextil. En la Imagen 35, ubicada en la descripción general de la metodología, se indica la ubicación y distribución de cada tramo. A continuación se muestra la gráfica de los ensayos a tensión de todas las raíces ensayadas para el tramo 2 (Vetiver con geotextil):

Gráfica 19 Resultados de los esfuerzos de tensión vs. diámetros de todas las plantas.
Tramo: SV con geotextil

(Elaboración Propia, 2012)

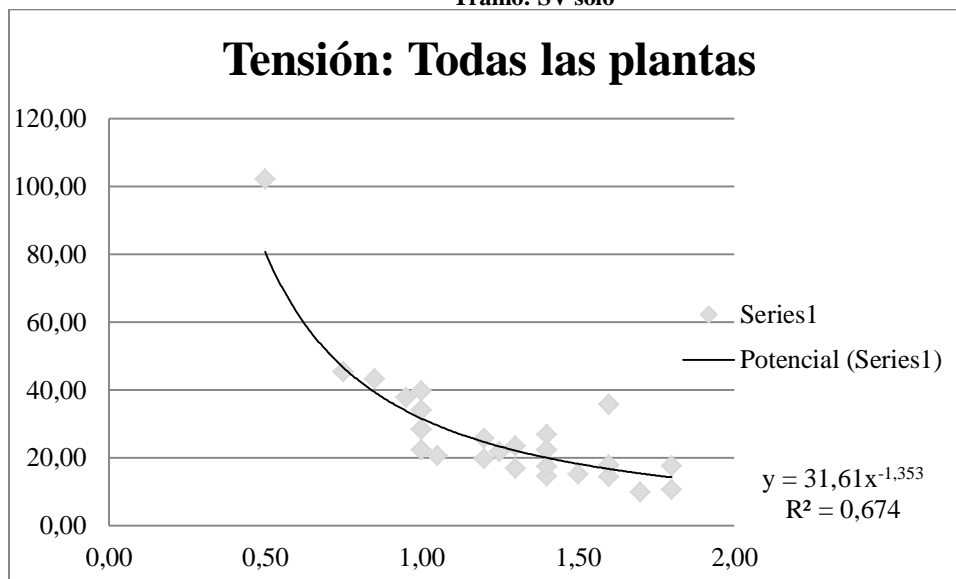
En esta gráfica se observan los esfuerzos a corte vs. diámetros para las raíces de la planta del tramo de Vetiver combinado con geotextil.

Gráfica 20 Resultados de los esfuerzos de corte vs. diámetros de las raíces SV con geotextil



(Elaboración Propia, 2012)

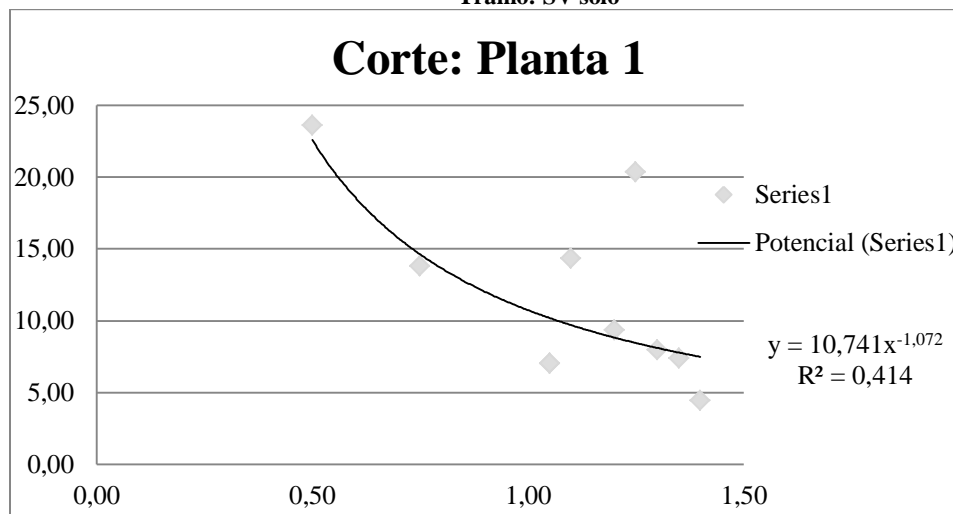
c. **Sistema Vetiver solo.** En la Imagen 36, ubicada en la descripción general de la metodología, se muestra el tramo 3, el cual está sembrado de Vetiver sin ninguna combinación con otro material. A continuación se muestra la gráfica de los ensayos a tensión de todas las raíces ensayadas para dicho tramo:

Gráfica 21 Resultados de los esfuerzos de tensión vs. diámetros de todas las plantas.
Tramo: SV solo

(Elaboración Propia, 2012)

En esta gráfica se observan los esfuerzos a corte vs. diámetros para las raíces de la muestra extraída del tramo 3, el cual era solo de Vetiver.

Gráfica 22 Resultados de esfuerzos de corte vs. diámetros de las raíces.
Tramo: SV solo



(Elaboración Propia, 2012)

3. RESULTADOS DEL MODELO INTEGRADO

a. Resistencia cortante del talud. Como se indicó en el marco conceptual, la ecuación 13 expresa el valor del esfuerzo cortante que resiste el suelo, como función de las propiedades de fricción y cohesión del suelo y el esfuerzo normal efectivo.

$$\tau_f = c + \sigma' \tan(\phi) \quad (13)$$

El método de Culmann se basa en la hipótesis de que la falla de un talud ocurre a lo largo de un plano cuando el esfuerzo cortante promedio que tiende a causar el deslizamiento es mayor que la resistencia cortante del suelo. El plano más crítico es aquel que tiene una razón mínima entre el esfuerzo cortante promedio que tiende a causar la falla y la resistencia cortante del suelo.

Las ecuaciones utilizadas para determinar el esfuerzo cortante resistente y el actuante en el talud son las siguientes:

$$\tau = c + \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen}(\beta) \text{sen}(\theta)} \right] \cos(\theta) \text{sen}(\theta) \tan(\phi)$$

$$\tau_d = \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen}(\beta) \text{sen}(\theta)} \right] \text{sen}^2(\theta) \quad (52)$$

En base a la ecuación 52, se construye la Tabla 39, en la cual se resume la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, para cada sección construida con base en la ubicación de la muestra (Ver Anexo B.C).

Tabla 39 Resistencia cortante del suelo

Muestra	Tramo	Resistencia talud (ton/m ²)
1	Geomanta	0.86722049
1 Sup. Der	Geomanta	0.102298737
2	Geotextil	1.681896513
3 "A"	Geotextil	5.20739821
3 "B"	Solo Vetiver	6.62978883
4	Solo Vetiver	3.313371146
°5	Solo Vetiver	2.977853767

(Elaboración propia, 2012)

b. Resistencia cortante del Vetiver. A partir de las pruebas de tensión de las raíces del Vetiver, se obtuvieron valores de resistencia de las mismas para cada tramo del talud en estudio. Debido a la variabilidad del suelo y de las raíces de la planta, no se alcanzó un valor concluyente que pudiera utilizarse como “teórico” para el análisis del talud. Sin embargo, se determinaron rangos de resistencia que reflejan el mejor y el peor de los casos, los cuales serán utilizados para encontrar el incremento del esfuerzo cortante en la masa de suelo. A saber:

Tabla 40 Rangos de resistencia a tensión de las raíces de Vetiver

Tramo	Máximo		Mínimo	
	Diámetro (mm)	Esfuerzo (Mpa)	Diámetro (mm)	Esfuerzo (Mpa)
Solo Vetiver	0.5	102.0906617	1.7	9.812635686
Con Geomanta	0.5	102.0906617	1.6	4.431018302
Con Geotextil	0.4	141.7925857	1.5	5.041514157

(Elaboración propia, 2012)

Asumiendo que alrededor de un 10% del área del suelo está ocupado por las raíces del Vetiver, se multiplican los esfuerzos de tensión de las raíces por 0.1, obteniendo los siguientes valores:

Tabla 41 Esfuerzos promedio de tensión de las raíces de Vetiver

Tramo	Esfuerzo promedio máximo (Mpa)	Esfuerzo promedio mínimo (Mpa)
Solo Vetiver	30.6271985	2.943790706
Con Geomanta	30.6271985	1.329305491
Con Geotextil	42.5377757	1.512454247

(Elaboración propia, 2012)

Considerando la muestra de suelos 1 (Ver Gráfica 24), que se encuentra en el tramo de suelo cubierto con geomanta, se construye la Tabla 42 a partir de la ecuación 86 de incrementos de esfuerzo, respecto al ángulo de distorsión de cortante.

Ángulo de fricción interna: 26
Esfuerzo máximo de raíces: 30.6271985
Esfuerzo mínimo de raíces: 1.329305491

Tabla 42 Incremento del esfuerzo de acuerdo al ángulo de distorsión de cortante

Ángulo de distorsión de cortante	Incremento del esfuerzo	
	Máximo (MPa)	Mínimo (MPa)
5	17.55038	0.761735
10	20.0293	0.869327
15	22.35579	0.970303
20	24.51214	1.063895
25	26.48193	1.149389
30	28.25019	1.226137
35	29.80344	1.293552
40	31.12987	1.351123
45	32.21938	1.398411
50	33.06368	1.435056
55	33.65635	1.460779
60	33.99287	1.475385
65	34.07069	1.478763
70	33.88921	1.470886
75	33.44981	1.451815
80	32.75584	1.421694
85	31.81258	1.380754
90	30.6272	1.329305

(Elaboración propia, 2012)

Como se puede ver de la tabla anterior, a partir de los 35°, la variación del incremento de esfuerzo no es representativa, por lo que se tomará 45° como un ángulo de distorsión aceptable para los cálculos de resistencia cortante del talud.

A partir de la ecuación 86, se construye la Tabla 43, en la cual se determina el incremento del esfuerzo cortante que introduce el Vetiver al talud.

Tabla 43 Incremento del esfuerzo de las raíces de acuerdo al tramo del talud

Muestra	Tramo	Resistencia talud (ton/m ²)	Ángulo de fricción interna	Esfuerzo de las raíces		Incremento del esfuerzo (ton/m ²)	
				Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo
1	Geomanta	0.87	26.00	0.31	0.01	0.32	0.01
1 Sup. Der.	Geomanta	0.10	31.00	0.31	0.01	0.32	0.01
2	Geotextil	1.68	26.00	0.43	0.02	0.45	0.02
3 "A"	Geotextil	5.21	33.00	0.43	0.02	0.45	0.02
3 "B"	Solo Vetiver	6.63	31.00	0.31	0.03	0.32	0.03
4	Solo Vetiver	3.31	27.00	0.31	0.03	0.32	0.03
°5	Solo Vetiver	2.98	25.00	0.43	0.03	0.45	0.03

(Elaboración propia, 2012)

c. **Integración del modelo.** Una vez obtenidos los valores de esfuerzo cortante del suelo y de las raíces del Vetiver, se aplica la ecuación 85 (adaptada), con la cual se determina la resistencia final del talud luego de instalado el Sistema Vetiver.

$$S = (S_s + \Delta S_R) \quad (85)$$

Como se mencionó anteriormente, se tiene un rango de valores de resistencia del Vetiver, con lo cual se obtiene el valor numérico del mejor y el peor de los casos que puede enfrentar el talud. De esta forma se obtiene:

Tabla 44 Resistencia total del talud con el Sistema Vetiver

Muestra	Tramo	Resistencia talud (ton/m ²)	Resistencia total	
			Mejor caso	Peor caso
1	Geomanta	0.87	1.19	0.88
1 Sup. Der	Geomanta	0.10	0.42	0.12
2	Geotextil	1.68	2.13	1.70
3 "A"	Geotextil	5.21	5.65	5.22
3 "B"	Solo Vetiver	6.63	6.95	6.66
4	Solo Vetiver	3.31	3.64	3.34
°5	Solo Vetiver	2.98	3.43	3.01

(Elaboración propia, 2012)

Expresando la contribución de las raíces de Vetiver en función de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo (en porcentaje), se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 45 Porcentaje de contribución del Sistema Vetiver al talud

Muestra	Tramo	Mejor caso	Peor caso
1	Con geomanta	37.15%	1.61%
1 sup. Der	Con geomanta	314.95%	13.67%
2	Con geotextil	26.61%	0.95%
3 "a"	Con geotextil	8.59%	0.31%
3 "b"	Solo Vetiver	4.86%	0.47%
4	Solo Vetiver	9.72%	0.93%
5	Solo Vetiver	15.03%	1.04%

(Elaboración propia, 2012)

4. DRENAJES

a. Aplicación del Sistema Vetiver

1) Descripción general. Antes de aplicar sembrar el Vetiver se perfiló el terreno, para dejarlo completamente recto y había mucha tierra suelta en donde sería difícil colocar las plantas, no se hicieron zanjas pero si debieron hacerse. En el mismo talud se sembraron plantas de Vetiver en tres condiciones diferentes, para proteger el talud de deslizamientos en la zona de falla: Sistema Vetiver, Sistema Vetiver combinado con geomantas y Sistema Vetiver combinado con geotextiles. También se efectuó un levantamiento topográfico para conocer la geometría del talud.

2) Resultados. Días después de varias lluvias se fue a visitar el talud, se pudo apreciar como en las zonas en donde se habían colocado geomantas y geotextiles, el agua drenó bien y no se produjo erosión, mientras que en la zona que únicamente se aplicó el Sistema Vetiver.

Imagen 39 Sistema Vetiver combinado con geomanta (13/08/2012), después de varias lluvias



(Elaboración Propia, 2012)

Imagen 40 Sistema Vetiver combinado con geotextil (13/08/2012), después de varias lluvias



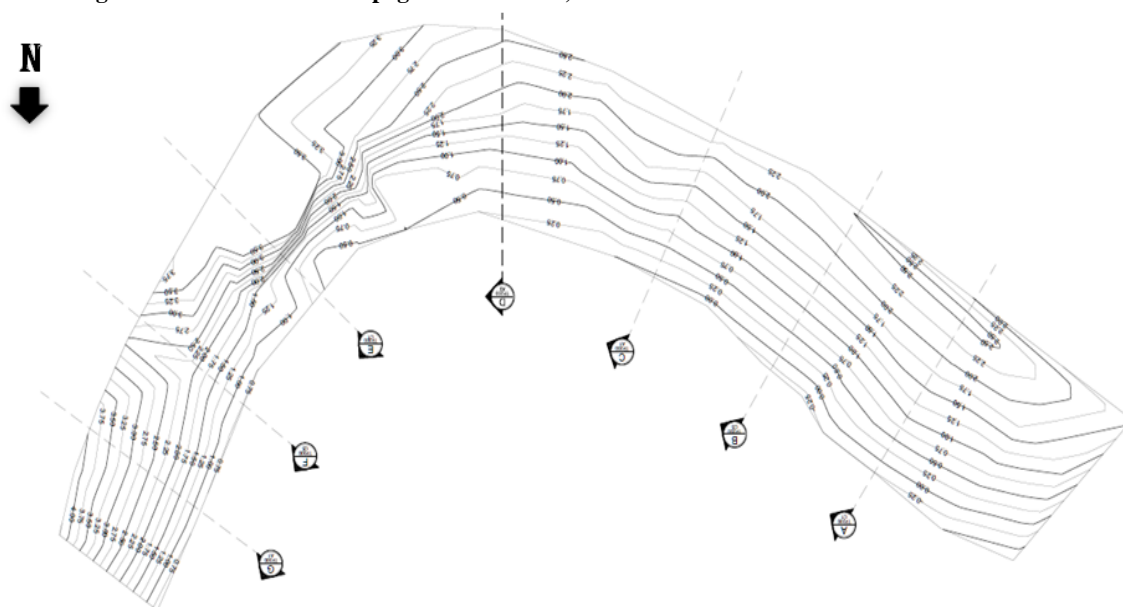
(Elaboración Propia, 2012)

Imagen 41 Sistema Vetiver (13/08/2012), después de varias lluvias



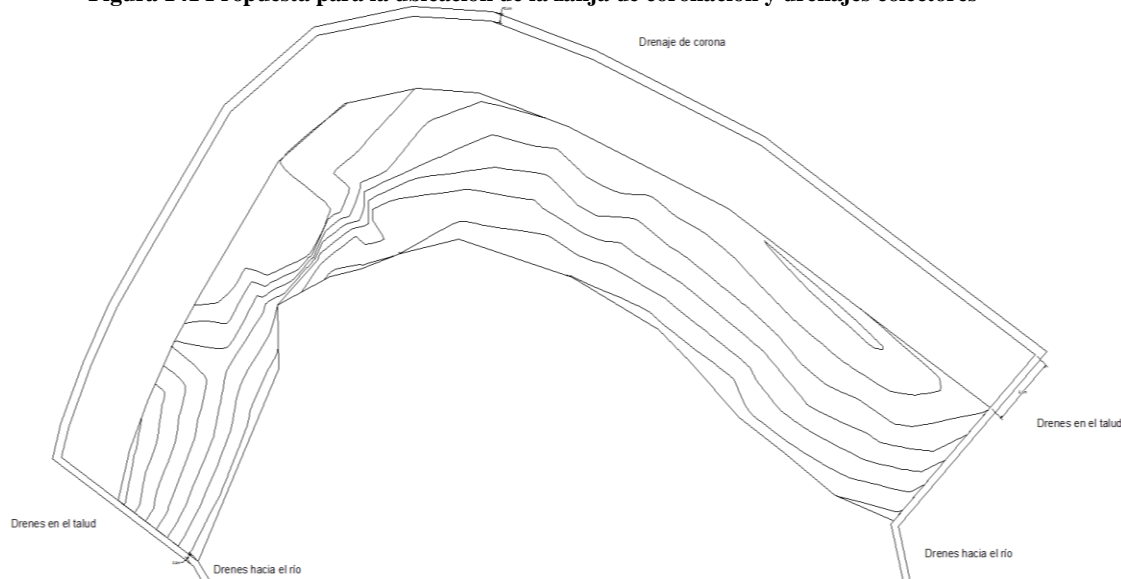
(Elaboración Propia, 2012)

Figura 140 Levantamiento topográfico del talud, con curvas de nivel a cada medio metro



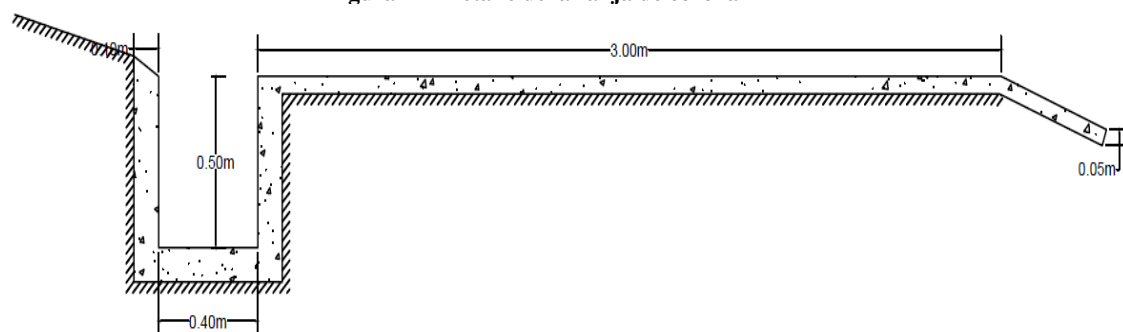
(Elaboración Propia, 2012)

Figura 141 Propuesta para la ubicación de la zanja de coronación y drenajes colectores



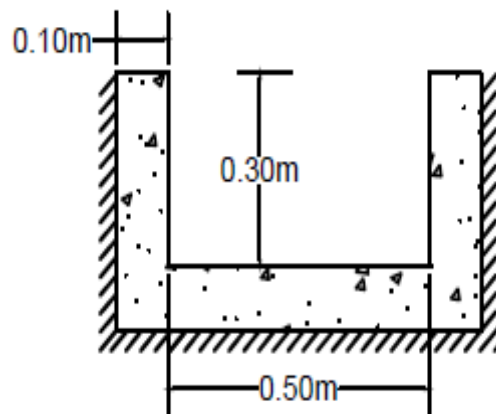
(Elaboración Propia, 2012)

Figura 142 Detalle de la zanja de corona



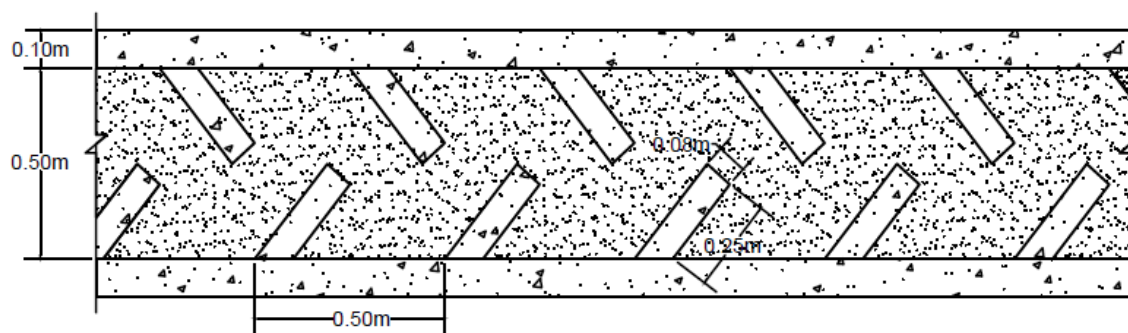
(Elaboración Propia, 2012)

Figura 143 Vista frontal de los drenajes colectores en el talud



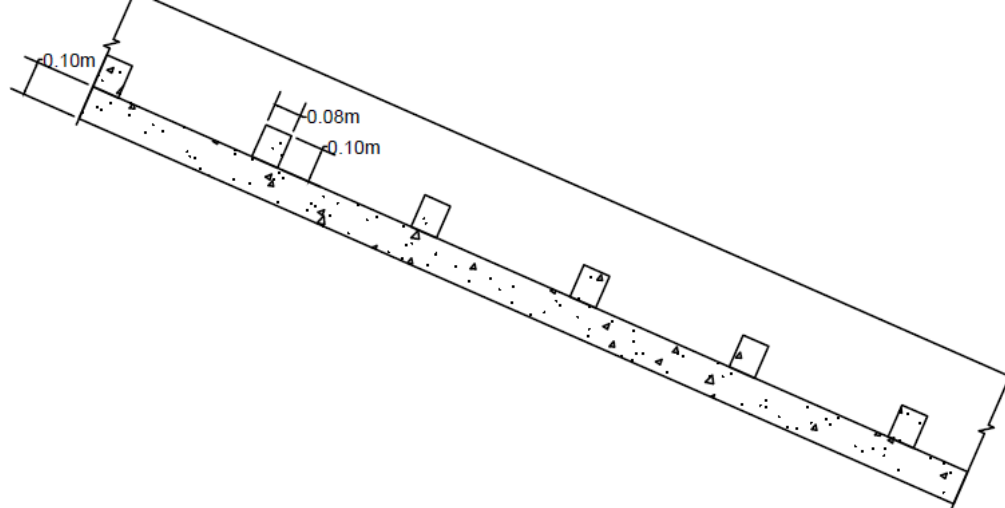
(Elaboración Propia, 2012)

Figura 144 Vista en planta de los drenajes colectores en el talud con disipadores de energía



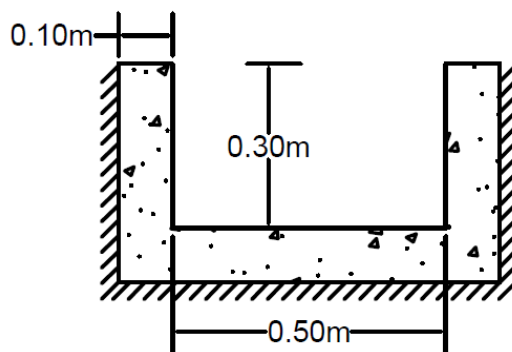
(Elaboración Propia, 2012)

Figura 145 Vista de perfil de los drenajes colectores en el talud con disipadores de energía



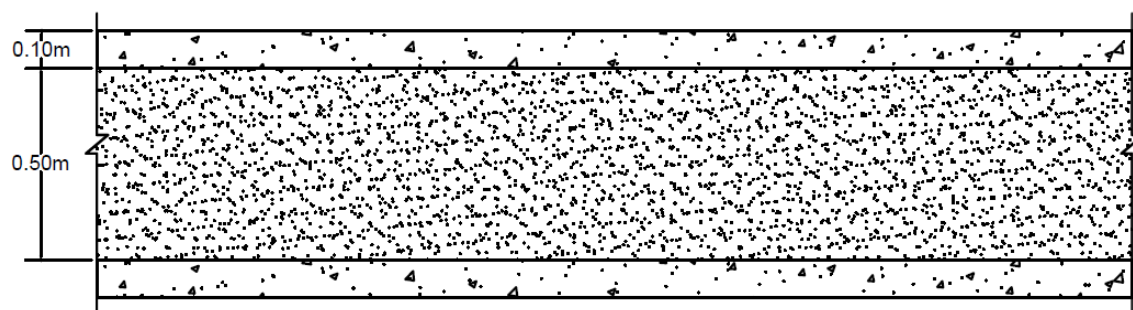
(Elaboración Propia, 2012)

Figura 146 Vista frontal de los drenajes que llevan el agua hacia el río



(Elaboración Propia, 2012)

Figura 147 Vista en planta de los drenajes que llevan el agua hacia el río



(Elaboración Propia, 2012)

IV. DISCUSIÓN

A. ESTABILIDAD DEL TALUD

Se realizaron análisis de estabilidad del talud en estudio con varios métodos, tomando en cuenta superficies de deslizamiento circulares y rectas. Dichos análisis están basados en la ecuación planteada por Coulomb para calcular los esfuerzos cortantes presentes en el suelo. El objetivo de este proceso es el de obtener el factor de seguridad general, FS_S , el cual es el valor que representa la relación entre los esfuerzos que soporta el suelo y el esfuerzo aplicado en el mismo, dando una descripción del talud con respecto a los esfuerzos cortantes.

En el análisis con el método de procedimiento de masa del análisis de estabilidad, además de buscar como resultado a FS_S , se busca el esfuerzo cortante que se aplica en el talud, así como el que este soporta. Esto se hace con el fin de analizar, posteriormente, cómo el Vetiver ayuda a aumentar el esfuerzo cortante que resiste el suelo.

La exactitud y precisión en el análisis de taludes dependen del principio utilizado, así como las herramientas de análisis. Los métodos basados en el análisis de dovelas son los más utilizados en el análisis de taludes. Estos métodos se analizan de forma gráfica, en hojas de papel cuadriculadas o en programas de software. Al dibujar estas dovelas en hojas de papel se puede tener menos exactitud que si se hiciera en computadora. Por lo tanto, la exactitud del método depende de la exactitud con que son dibujadas las dovelas, así como la cantidad de estas que son dibujadas en el perfil. Por esta razón, es de gran beneficio hacer uso de programas de software especializados en análisis de taludes, los cuales se pueden basar en distintos métodos para obtener el factor de seguridad. El método de Morgenstern-Price es el que proporciona mejores resultados en una superficie de falla circular, ya que considera las fuerzas en los lados de las dovelas con un ángulo de inclinación.

En el análisis de un talud, se busca obtener el valor más crítico del factor de seguridad, es decir, el menor, ya que a partir de este se harán las consideraciones en el diseño de estructuras de contención. En el talud estudiado se realizó inicialmente una

medición topográfica, a partir de la cual se obtuvo la geometría del talud. Al graficar los puntos topográficos en un programa de software, se pueden obtener los perfiles a lo largo del talud. En cada uno de los siete perfiles escogidos se hizo un análisis de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos, asumiendo que el perfil es homogéneo.

Con las propiedades de suelos y la geometría del talud, se obtuvieron los factores de seguridad para cada perfil. Los valores obtenidos son bastantes altos, lo cual significa que el talud es estable y que no necesita pasar de una condición inestable a una estable. Por lo tanto, en esta investigación se consideró que el Sistema Vetiver no estabilizaría un talud inestable, sino que aumentaría la estabilidad (FS_S) del talud. Estabilizar un talud inestable, por otro lado, implica implementar sistemas mecánicos que mejoren la resistencia del talud de forma instantánea. Debido a que las raíces de la planta utilizada pueden llevar varios meses de crecimiento, el Sistema Vetiver no se considera una solución inmediata.

1. LIMITACIONES DE LA APLICACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS. Los resultados de estos ensayos, así como los resultados obtenidos posteriormente al aplicar el sistema Vetiver se limitan al tipo de suelo y geometría del talud estudiado. No es posible generalizar estos resultados para todo tipo de suelo y para taludes con geometría distinta. En otras palabras, debe de realizarse un estudio independiente cada vez que desee utilizarse el Sistema Vetiver en un talud.

B. RESISTENCIA DE LAS RAÍCES DE VETIVER

Como se explicó anteriormente, se trabajó cada planta por separado, obteniendo diez raíces de cada una y se generaron gráficas correspondientes para los ensayos a tensión de cada planta.

Según Gray (1974) existe un modelo que representa la relación entre la resistencia a la tensión de la raíz y su diámetro, mediante una ecuación potencial, la cual se presenta a continuación:

$$T_r = nD^m$$

donde:

T_r = Resistencia a la tensión de la raíz

D = Diámetro

n y m = Coeficientes empíricos que se deben determinar para cada especie de árbol, planta, etc., en base a los resultados de los ensayos.

Este modelo fue el utilizado para cada gráfica realizada, como se puede ver en el apartado de Resultados. Algunas de las gráficas no llegaron a un factor de correlación muy alto, lo cual podría indicar que la ecuación escogida no es la más apropiada; sin embargo, por la cantidad limitada de valores y las características del suelo en la cual se encuentra cada planta, es de esperarse que existan diferencias en los resultados. En términos generales, puede decirse que sí se cumple con el modelo anterior, en el cual se establece que cada especie de planta tendrá un valor n y un valor m característico, siempre y cuando las condiciones en las que se encuentran las plantas sean las mismas.

Es importante notar que el modelo que se está comparando con la parte teórica es solamente el de la resistencia a tensión, ya que para el esfuerzo cortante la información bibliográfica disponible considera otro tipo de ensayo, de suelo con raíces, en el cual se tabula *Profundidad de penetración de la raíz vs. Resistencia a corte*.

La metodología del ensayo de cortante utilizada se basa en la premisa de que las raíces de Vetiver cumplirán con la ecuación de Poisson, estableciendo que la tendencia de la tensión respecto a los diámetros se mantendrá en la tendencia del corte. Debido a que solamente fue posible ensayar una planta a corte para cada tramo, no es posible concluir si el modelo aplica o no en este caso.

Las tablas y gráficas de los resultados para cada planta y para cada tramo pueden observarse en el apartado D de los Anexos.

Debido a que la clasificación entre plantas se hizo con base en el material de combinación para el Sistema Vetiver, se trabajará cada muestra por separado. Se observó que el rango de factores n y m en las gráficas de tensión varía para cada grupo. Esto confirma la hipótesis inicial de que la geomanta y el geotextil sí tendrán una influencia en el crecimiento de las raíces y, por consiguiente, en la resistencia de las mismas.

Para cada tramo del talud estudiado, se obtuvo una gráfica general de Diámetros vs. Esfuerzo. A pesar de que la tendencia potencial es bastante evidente para cada caso, los valores de R^2 están relativamente alejados de 1. Esto puede deberse a problemas en los ensayos; es decir, que el equipo no fuera apropiado, que el diferencial de cargas aplicadas fuera muy amplio o que el observador no reportara datos exactos, entre otros.

Se obtuvieron los valores promedio n y m para cada tramo, siendo estos los siguientes:

Tabla 46 Comparación de los valores n y m para el Vetiver combinado con geomanta

Tramo 1: Vetiver con geomanta		
	n	m
Planta 1	37.372	1.379
Planta 2	19.486	1.301
Planta 3	26.409	1.709
Promedio	27.756	1.463
Gráfica general	28.547	1.762

(Elaboración Propia, 2012)

Tabla 47 Comparación de los valores n y m para el Vetiver combinado con geotextil

Tramo 2: Vetiver con geotextil		
	n	m
Planta 1	16.640	1.970
Planta 2	26.573	1.587
Planta 3	14.357	1.264
Promedio	19.190	1.607
Gráfica general	19.083	1.623

(Elaboración Propia, 2012)

Tabla 48 Comparación de los valores n y m para el Vetiver solo

Tramo 3: Solo Vetiver		
	n	m
Planta 1	31.034	1.596
Planta 2	26.290	1.192
Planta 3	33.428	1.858
Promedio	30.251	1.549
Gráfica general	31.610	1.353

(Elaboración Propia, 2012)

Como era de esperarse, los valores promedio de las tres plantas son muy parecidos a los valores de la gráfica general, lo cual indica que mediante el modelo teórico anteriormente mencionado sí se puede encontrar una gráfica específica para cada tramo del talud.

Según Gray (1974), existen variaciones de hasta el 500% entre los valores de resistencia de raíces del mismo diámetro entre plantas que se encuentran en las mismas condiciones, lo cual dificulta la asignación de un valor “teórico” a las raíces del Vetiver. Este valor de resistencia va a depender del diámetro de la raíz, pero en conjunto dependerá de la densidad de raíces en la masa de suelo y de las condiciones en las que se encuentre la planta.

En los ensayos realizados en el talud de estudio, es importante tener en cuenta que, a pesar de tener un único talud, existían variaciones de suelo dentro del mismo, lo cual implica que no se puede generalizar y hacer un modelo específico para el Vetiver, ya que esto perjudica los resultados. Por lo tanto no se puede hacer una comparación de los resultados de resistencia a la tensión y a corte entre los diferentes tramos que se tenían en el talud.

Por este motivo, es necesario llevar a cabo ensayos para cada caso de estudio en el cual se encuentre un rango de valores representativo de la resistencia del Vetiver, de modo que se estudie el mejor y el peor caso que se pueda obtener luego de la instalación de este sistema.

Visualmente se puede observar que el crecimiento foliar es muy parecido en los tres tramos, como se muestra en los Anexos en el apartado I, de Imágenes. Sin embargo,

en el tramo en el cual el Vetiver se sembró solo, existieron problemas de erosión, lo cual hizo que el crecimiento de las plantas variara o que se eliminaran plantas en algunas zonas.

Es muy importante notar que en los tramos 1 y 2, en los cuales el Sistema Vetiver se combinó con geomanta y geotextil, respectivamente, el crecimiento de las plantas era similar en todo el tramo. El Vetiver necesita aproximadamente dos meses para empezar a funcionar como un método de control de erosión, por lo que al combinarlo con geomanta o geotextil se protege el talud y el Vetiver durante este tiempo de vulnerabilidad.

Además, es muy interesante notar que al momento de realizar las perforaciones para la extracción de las muestras, nuevamente en los tramos de Vetiver combinados, existía una diferencia en la compactación del suelo en comparación del tramo con Vetiver solo, ya que en el tramo solo de Vetiver la tierra se encontraba bastante más suelta.

El crecimiento de las raíces era bastante similar en las plantas de los distintos tramos, habiendo una pequeña diferencia en el tramo en el cual se encontraba el Vetiver combinado con geomanta, ya que en este las raíces visualmente eran mayores y más gruesas. No obstante, debido a los problemas que se tuvieron al sacar las muestras, en los cuales varias raíces se rompieron, perjudicaron los valores de las mediciones, por lo que este no puede ser un parámetro de comparación entre cada tramo, teniendo en cuenta también las variaciones de suelo y las condiciones de las plantas en los diferentes tramos de ensayo. En el apartado E de los anexos se pueden ver las tablas de resultados de las mediciones de las raíces.

1. LIMITACIONES DE LA METODOLOGÍA DE ENSAYO. Al momento de realizar los ensayos de esfuerzo a las raíces surgieron varias limitaciones, las cuales dificultaron el proceso; a saber:

- a. Muestreo.** La obtención de las muestras se dificultó debido a que las raíces habían profundizado más de 25 centímetros por lo que se tenía que excavar para extraerlas. En los tramos en los cuales se encontraba sembrado el Vetiver combinado con geotextil o geomanta, fue aún más difícil sacar las plantas, ya que había que quitar con cuidado dicho material para que la extracción fuera lo menos invasivo posible.

Sin embargo, habiendo tenido todos los cuidados al momento de extraer las muestras, varias de las raíces se rompieron lo cual perjudicó la medición de longitudes de cada raíz.

b. Mediciones. El rango de los diámetros de las raíces variaba entre 0.2 y 2.5 centímetros, por lo que era bastante difícil medir cada uno de los ellos, pues en estos rangos se requiere una observación muy cuidadosa y el uso apropiado de los instrumentos de medición.

Debido a los problemas que se tuvieron al extraer las muestras, no se pudieron obtener medidas fidedignas de las longitudes, por lo que no se pudo llevar a cabo un registro total del crecimiento de las plantas.

c. Equipo. El equipo necesario para llevar a cabo los ensayos de tensión y corte debe cumplir con las siguientes características:

- Mayor sensibilidad para cargas menores y mayor número de decimales.
- Que sea exacto y preciso.
- Que las mordazas no rompan las raíces.

En el laboratorio de materiales, el equipo disponible es para ensayos de varillas de acero y otros materiales que soportan mayores cargas y que tienen dimensiones más grandes. Esta es la razón por la cual no se utilizó este equipo para el desarrollo del megaproyecto. Los ensayos se llevaron a cabo con la combinación de instrumentos de menor capacidad, pero también menor exactitud y precisión.

d. Tiempo de ensayo. Alrededor de dos horas después de la extracción de las muestras, las raíces van perdiendo sus propiedades y características relacionadas a la humedad, lo cual afecta los valores de resistencia obtenidos en los ensayos.

Debe tomarse en cuenta que estas dos horas empiezan a contarse a partir del momento en que la planta es extraída del talud, por lo que las mediciones deben hacerse a la mayor brevedad posible y en un lugar, de preferencia, donde no se acumule el calor.

C. MODELO INTEGRADO Y RESISTENCIA GLOBAL

Muchos estudios se han hecho para definir el incremento del factor de seguridad del talud al utilizar métodos “verdes” de estabilización. Sin embargo, por la alta variabilidad de los suelos y de las raíces de las plantas, no ha sido posible alcanzar resultados concluyentes. Por esta razón, es necesario utilizar relaciones matemáticas aproximadas y hacer suposiciones sobre algunos parámetros, con el fin de encontrar un modelo que describa cada caso particular del uso de plantas para la estabilización de taludes, y en particular del Sistema Vetiver.

Como puede verse en el Marco Práctico, las suposiciones hechas son referentes a la densidad de raíces en el suelo, el ángulo de distorsión por cortante, la longitud de las raíces que contribuyen a la resistencia del talud, entre otros.

Estas suposiciones introducen un factor de error considerable en los cálculos de estabilidad total. Por otro lado, los errores en las mediciones y en los ensayos también afectan el modelo desarrollado, de tal forma que, al igual que en estudios llevados a cabo por otros investigadores alrededor del mundo, no pudo alcanzarse un valor de resistencia total concluyente.

Sin embargo, la importancia del desarrollo de este Megaproyecto radica en la comprobación de que, si bien las plantas no tenían mucho tiempo de haber sido sembradas, su contribución a la estabilidad del talud es contabilizable y, en condiciones más favorables y con un análisis más profundo, es factible alcanzar resultados de mayor relevancia.

Es importante mencionar que los ensayos y análisis se realizaron luego de apenas tres meses de instalación del Sistema Vetiver, lo cual influye fuertemente en los resultados alcanzados. Como es de esperar, luego de un período tan corto, las raíces de la planta no se encuentran lo suficientemente ancladas para ejercer una fuerte influencia en la estabilidad global del talud, además de que su longitud no es suficiente para cruzar la superficie de falla crítica y de esta manera evitar el deslizamiento del terreno.

Por la variación entre los resultados de los ensayos de las raíces, no es posible utilizar un valor “teórico” para llevar a cabo los cálculos, de modo que se hizo necesario

encontrar un rango de resistencias de la raíz, con el objetivo de determinar cuáles serían los efectos sobre el talud ante el mejor y el peor de los casos de desarrollo de las raíces. Para cada tramo del talud se determinó un rango de esfuerzos que se utilizaron en los cálculos de las respectivas secciones del talud.

Como se puede ver en la Tabla 45, el rango de valores de contribución del SV a la estabilidad del talud se encuentra entre el 5 y el 35%. Sin embargo, se ve una anomalía en el resultado para la muestra no. 1 obtenida de la esquina superior derecha (Muestra 1 Sup. Der.), pues el esfuerzo a corte sobre el talud resulta en un 300% de la resistencia del talud. Esto se debe a que el tipo de suelo en este tramo es no cohesivo ($c=0$), de modo que su estabilidad inicial es relativamente baja y al implementar este método, las raíces del Vetiver anclan el suelo, compactando las partículas de suelo de la manera en que sucedería si el valor de la cohesión no fuera cero. Dado que el Vetiver puede darse en cualquier tipo de suelo (incluyendo rocoso), este resultado es de gran relevancia para comprobar la efectividad del Sistema Vetiver; sin embargo, dado que solamente uno de los perfiles es considerado como no cohesivo, se hace necesario llevar a cabo más pruebas, en otros taludes y bajo otras condiciones, que avalen esta hipótesis a través de varias muestras.

En cuanto al resto de los valores, los resultados son bastante satisfactorios, pues el incremento de resistencia cortante es relativamente alto, sobre todo considerando el poco tiempo que se permitió a las plantas establecerse.

En comparación entre los resultados de cada tramo del talud, puede observarse que el tramo cubierto con geomanta tuvo un mejor resultado de resistencia al esfuerzo cortante que los tramos con geotextil o sin cubierta adicional.

Aunque se esperaba que la geomanta y el geotextil contribuyeran únicamente al control de erosión (lo cual se comprobó primordialmente a través de una inspección visual), sus efectos sobre el crecimiento y el anclaje de las raíces al suelo se ven reflejados en los resultados del análisis, lo cual justifica su uso para incrementar la seguridad del talud.

D. DRENAJES

Para el diseño de drenajes, el flujo del agua se repartió en todo el talud sin formar corrientes concentradas en lugares específicos, porque, como se puede apreciar en el levantamiento topográfico (ver Figura 140), no existen volcanes de suelo dentro del talud, los cuales propicien la formación de corrientes.

En las zonas del talud en donde se colocó el Sistema Vetiver combinado con geomantas y geotextiles no hubo indicios de erosión por el paso del agua, mientras que en la parte del talud que únicamente tiene el Sistema Vetiver se erosionó bastante aunque las plantas no fueron arrancadas por las corrientes (ver Imagen 39, Imagen 40 e Imagen 41). En los primeros días de haber sembrado el Vetiver, el terreno está más propenso a erosionarse porque las raíces no son tan profundas y fuertes como para sostener bien el suelo, que tiende a ser arrastrado por las corrientes de agua.

No existió un análisis geotécnico por medio del cual se determinara el nivel freático en el talud, por lo que no se sabe con certeza si es necesario instalar un sistema de subdrenaje para reducir el abatimiento. Sin embargo es evidente que existe la necesidad de instalar una zanja de corona tres metros detrás del talud, que lo atraviese a lo ancho, siguiendo la línea de una curva de nivel, para evitar que el agua de escorrentía ingrese al talud. Antes de instalar el Vetiver se debieron instalar canales colectores para evitar acumulamiento de agua (ver Figura 141)

La zanja puede tener dimensiones de 40 cm de ancho, 50 cm de profundidad y debe estar impermeabilizada. Pueden instalarse dos colectores en los extremos del talud para drenar el agua hacia afuera; posteriormente se puede desviar hacia el río para evitar que erosione la parte baja del talud y los terrenos que están a la par del mismo.

V. CONCLUSIONES

- Se desarrolló la teoría sobre el comportamiento de taludes, métodos de cálculo de estabilidad, estabilización de taludes con métodos vegetativos, botánica del Vetiver, funcionamiento y aplicaciones del Sistema Vetiver, así como sistemas de drenajes.
- Se analizaron siete perfiles a lo largo del talud debido a la variación en las propiedades del suelo y en su geometría, considerando que se tendrá, en estos, superficies de falla planas o circulares. Los resultados obtenidos en el análisis con una superficie de falla plana varían considerablemente con respecto a los obtenidos en una circular, debido a las consideraciones que se tienen en el proceso de falla y los esfuerzos participantes. El factor de seguridad obtenido en el análisis de masa total se aproxima a los obtenidos utilizando dovelas; sin embargo, estos últimos se acercan más a los reales. Los valores obtenidos con el método de Morgenstern-Price son más semejantes a los reales, ya que se consideran las fuerzas a los lados de cada dovela. Los factores de seguridad, en su mayoría, son considerablemente altos, tanto en análisis con superficies de falla plana como circulares, por lo que se tiene un talud bastante estable y no necesita algún método para su estabilización. Sin embargo las raíces pueden aumentar el esfuerzo cortante en la superficie de falla, aumentando el factor de seguridad.
- El planteamiento de los parámetros para el distanciamiento de siembra utilizados para este proyecto fueron realizados previo a la instalación, los cuales fueron obtenidos en base a los criterios explicados en la teoría, en los cuales se tienen en cuenta varios aspectos como: pendiente, tipo de suelo y problemas existentes en el talud (erosión).
- Luego de más de tres meses de haber aplicado el Sistema Vetiver en el talud de estudio, se puede notar que en los tramos donde se sembraron las plantas combinadas con geomanta o geotextil, los problemas de erosión fueron controlados desde un inicio. El tramo de talud en el cual se sembró el Vetiver sin ningún material adicional, fue altamente afectado por la erosión en la fase inicial.

- Después de realizados los ensayos a las raíces de las plantas de Vetiver sembradas en cada tramo en el talud de estudio, se puede concluir que el modelo matemático mencionado en el marco teórico, SÍ permite explicar el comportamiento de la tendencia de la resistencia de las raíces a tensión. Dicho modelo establece que los diámetros menores en las raíces son capaces de soportar mayores esfuerzos que las raíces más gruesas.
- Es importante tomar en cuenta que, a pesar de tener un único talud de estudio, existían variaciones de suelo dentro del mismo, lo cual implica que no se puede generalizar y hacer un modelo general para la resistencia a tensión y corte del Vetiver. Por lo tanto, se propuso un modelo de estabilidad global que considera las particularidades del talud en estudio, con los parámetros de instalación y siembra del Sistema Vetiver determinados. Este modelo es aplicable a este caso de estudio, con las suposiciones realizadas, y con las variaciones respectivas de un tramo a otro.
- Se encontró un valor porcentual de incremento de resistencia al esfuerzo cortante del talud debido al uso del Sistema Vetiver, lo cual comprueba que es un método efectivo de mejora de estabilidad de taludes, mas no un método de estabilización; es decir, el método es aplicable a sistemas con un factor de seguridad mayor a 1. Su efectividad es más significativa en aspectos de control de erosión.
- Para el diseño del drenaje superficial se va a implementar se deben conocer los datos topográficos del talud, la intensidad de lluvia de la región, el área que va a drenar agua hacia el talud y definir el material del que se construirá. Para decidir qué tipo de subdrenaje se implementará, se deben conocer las características del suelo del talud y la altura del nivel freático.
- El Sistema Vetiver combinado con geotextil o geomanta, tiene un buen desempeño para proteger el talud de la erosión causada por las corrientes de agua, y aumenta la resistencia al deslizamiento del talud por sus raíces.
- En el talud analizado sólo se consideró la implementación de una zanja de corona y dos canales colectores; no se incluyeron sistemas de subdrenajes porque no se identificó el nivel freático y, por la magnitud del proyecto, tampoco fue necesario.

VI. RECOMENDACIONES

- Es recomendable, para conservar la estabilidad de un talud, tomar en cuenta los factores que actúan en la etapa de deterioro, mencionadas en el marco teórico, ya que estos pueden afectar las propiedades del suelo y de la superficie de falla.
- Al analizar un talud considerando una superficie de falla circular, se recomienda utilizar el método de Morgenstern-Price, que toma en cuenta las fuerzas aplicadas en los lados de las dovelas con un ángulo de inclinación. Se recomienda hacer uso de programas de software y considerar las cargas que se pueden aplicar en un futuro.
- Luego de conocer las aplicaciones y funcionamiento del Vetiver, se debe buscar información de aplicaciones en el país o proyectos similares al proyecto a realizar, ya que los criterios y parámetros pueden variar mucho en base a las características del suelo, problemas existentes, entre otros.
- Para la instalación del Sistema Vetiver en un talud, es recomendable combinar este sistema con algún tipo de geomanta o geotextil, para tener un mejor resultado en el control de la erosión desde el momento en que se realice la siembra, ya que el Vetiver necesita un tiempo de establecimiento y crecimiento para funcionar como una barrera contra la erosión.
- Se deben de realizar mayor cantidad de ensayos a las raíces del Vetiver a diferentes edades para poder obtener mayor cantidad de resultados, dándole un seguimiento que permita verificar la influencia del Sistema Vetiver en el talud de estudio a largo plazo, utilizando un equipo especializado para ensayos mecánicos a raíces.
- Para el análisis de los resultados de los ensayos a corte y tensión de las raíces, es necesario tener en cuenta que pueden existir variaciones de suelo en el talud de estudio, por lo que no se puede generalizar y hacer un modelo que devuelva valores específicos para cada diámetro, ya que las variaciones que se tienen son muy grandes, lo cual implica que cada tramo debe de trabajarse por separado y así obtener valores específicos de n y m en las gráficas de tensión para cada grupo.

- Se recomienda a futuro realizar un análisis de costos del Sistema Vetiver en las tres pruebas realizadas en el talud para obtener una comparación costo-beneficio.
- Se recomienda investigar el uso del Vetiver para tratamiento de aguas residuales, ya que ésta es una de las bondades de la planta.
- En el desarrollo de este Megaproyecto, los análisis de suelos se realizaron en el talud únicamente antes de la implementación del Sistema Vetiver; se recomienda llevar a cabo ensayos posteriores a la siembra del Vetiver, con lo cual se alcanzará una caracterización del suelo más apropiada para determinar la influencia de las plantas en el tiempo.
- Se recomienda recopilar una mayor cantidad de información teórica y práctica (ensayos de suelos y de las raíces) en diferentes momentos de la vida del proyecto para encontrar el progresivo aumento de la resistencia del talud al utilizar el Sistema Vetiver.
- Para profundizar en el modelo matemático se recomienda disminuir la cantidad de variables sujetas a suposición, a través de la realización de ensayos específicos para determinar cada una de ellas. Además, se debe permitir el establecimiento de las plantas de Vetiver para que el incremento de resistencia cortante determinado en el modelo sea más significativo.
- Se recomienda realizar otros estudios de implementación del Sistema Vetiver en combinación con otros materiales de cubierta de taludes para incrementar la base de datos sobre este método de mejora de estabilidad de taludes.
- Se recomienda que al momento de aplicar el Sistema Vetiver en un talud, se incluya el drenaje superficial, como mínimo la zanja de corona, para disminuir el caudal de escorrentía que ingresa al talud.
- Si se desea combinar el Sistema Vetiver con geotextil y/o geomanta, es necesario buscar asesoría con profesionales del área para elegir el tipo adecuado, y para asegurar su correcta instalación.

VII. BIBLIOGRAFÍA

- Vetiver Grass Technology as a bioengineering tool for infrastructure protection. (1998). *Proceedings North Region Symposium*. Queensland.
- ALLPE. (2012). *Ingeniería y Medio Ambiente*. Recuperado el 24 de Septiembre de 2012, de <http://www.medioambiente.org/2012/03/los-misteriosos-arboles-curvados-de.html>
- Anderson, M. G., & Richards, K. S. (1987). *Slope Stability*. John Wiley & Sons Ltd.
- Arjona, D. E. (3 de Enero de 2010). *Turismo, Viajes y Aventura*. Recuperado el 24 de Septiembre de 2012, de <http://turismoviajesyaventuras.blogspot.com/2010/01/cascada-de-olaen-en-cordoba.html>
- AVN. (2012). *Agencia Venezolana de Noticias*. Recuperado el 2012 de Septiembre de 24, de <http://www.avn.info.ve/contenido/removidos-sedimentos-sector-dantas-t%C3%A1chira>
- Banco Mundial . (1990). *Vetiver: La Barrera Contra la Erosión*. Washington D.C.
- Board on Science and Technology for International Development. (1993). *Vetiver Grass: A thin line against erosion*. Washington, D.C.: National Research Council.
- Bracken, N., & Truong, P. N. (2000). *Application of Vetiver Grass Technology in the stabilization of road infrastructure in the wet tropical of Australia*. Tailandia.
- Cheng Hong, X. Y., Aiping, L., Hengsheng, F., & Ming, W. (2003). A Study on the Performance and Mechanism of Soil-reinforcement by Herb Root System. *Pro. Third International Vetiver Conf. China*. China.
- Craig, R. F. (2005). *Craig's Soil Mechanics*. New York: Taylor & Francis Group.
- Dalton, P. A., Smith, R. J., & Truong, P. N. (1996). *Vetiver grass Hedges for erosion control on a cropped floodplain, hedhe hydraulics*. Agricultural Water Management.

- Das, B. M. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. México D.F.: International Thomson Editores, S. A. de C. V.
- Dévoli, G., & González, S. (2001). *INETER*. Recuperado el 24 de Septiembre de 2012, de Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales: <http://webserver2.ineter.gob.ni/geofisica/boletin/2001/anual/deslizamiento2001.htm>
- FAO. (2012). *Food and Agriculture Organization of the United Nations*. Recuperado el 27 de Septiembre de 2012, de <http://www.fao.org/ag/againfo/programmes/es/lead/toolbox/Refer/ErosInd.htm>
- Farrar, J. A. (2012). *Geoengineer*. Recuperado el 25 de Septiembre de 2012, de http://www.geoengineer.org/gallery/main.php?g2_view=core.DownloadItem&g2_itemId=1787&g2_serialNumber=2
- FINE. (2012). *FINE Software*. Recuperado el 24 de Septiembre de 2012, de <http://www.finesoftware.es/software-geotecnico/ayuda/estabilidad-de-taludes/morgenstern-price/>
- Freepik. (2011). *Freepik*. Recuperado el 26 de Septiembre de 2012, de http://www.freepik.es/foto-gratis/barro-agrietado-textura-la-arcilla_558985.htm
- Geomatrix. (2011). *GEOMATRIX S.A.* (A. Tecnología, Productor) Recuperado el 21 de 9 de 2012, de Sitio Web de Geomatrix: www.geomatrix.com.co
- Geotecnología. (2006). *Manejo de escorrentía en taludes*. Bolivia.
- Gray, D. H. (1974). Reinforcement and Stabilisation of Soil By Vegetation. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, págs. 695-699.
- Gray, D. H., & Ohashi, H. (1983). Mechanics of Fiber Reinforcement in Sand. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 109, págs. 335-353.
- Greenway, D. R. (1987). *Vegetation and Slope Stability*. (M. Anderson, & J. Wiley, Edits.) New York.

- Grimshaw, R. G., & Helfer, L. (1995). *The Vetiver grass for Soil and Water Conservation, Land Rehabilitation and Embankment Stabilization*. The World Bank, Washington D.C.
- Hengchaovanich, D. (1998). *Vetiver grass for slope stabilization and erosion control with particular reference to engineering applications*. Bangkok, Tailandia: Pacific Rim Vetiver Network Office of the Royal Development Project Board.
- Hengchaovanich, D., & Nilaweera, N. S. (1996). An assessment of strength properties of Vetiver grass roots in relation to slope stabilisation. *Proc. First International Vetiver Conf. Tailandia*, (págs. 153-158).
- Hengchaovanich, D., & Nilaweera, N. S. (s.f.). *An Assesment of Strenght Properties of Vetiver Grass Roots in Relation to Slope Stabilization*.
- Heras, A., & Aragón, O. (7 de Abril de 2010). *La Jornada*. Recuperado el 24 de Septiembre de 2012, de <http://www.jorada.unam.mx/2010/04/07/estados/029n1est>
- Ibañez, J. J. (2012). *Madri+d*. Recuperado el 25 de Septiembre de 2012, de <http://www.madrimasd.org/blogs/universo/2008/06/20/95171>
- INSIVUMEH. (2012). *INSIVUMEH*. Recuperado el 4 de 10 de 2012, de http://www.insivumeh.gob.gt/hidrologia/ATLAS_HIDROMETEOROLOGICO/Atlas_Hidrologico/int20-30a.jpg
- Jaspers-Focks, D. J., & Algera, A. (2006). Vetiver Grass for River Bank Protection. *Proc. Fourth Vetiver International Conf. Venezuela*.
- Juarez, E., & Rico, A. (1987). *Mecánica de Suelos Tomo II*. Mexico D.F.: Editorial Limusa, S. A.
- Kozlowski, T. T. (1971). Growth and Development of Trees. *Academic Press*, 2, pág. 520.
- Le Van, D., & Truong, P. (2003). Vetiver System for Erosion Control on Drainage and Irrigation Channels on Severe Acid Sulfate Soil in Southern Vietnam. *Proceedings Third International Vetiver Conference China*.

- Leventhal, A. R., & Mostyn, G. R. (1987). *Slope Stabilization Techniques and Their Application*. (B. Walker, R. Fell, & A. A. Balkema, Edits.) Rotterdam.
- Lopez Jimeno, C. F., Gómez Prieto, J. L., García Bermúdez, R., & Llopis Trillo, P. (2002). *Manual de Estabilización y Revegetación de Taludes* (2ª edición ed., Vol. 1). Madrid, España: Cartoné.
- MACAFERRI. (2 de Febrero de 2002). Revestimiento de Taludes. *Revestimiento de Taludes, Necesidades y Soluciones*. Jundiaí, SP, Brasil.
- MacGregor, J. P., & McManus, K. J. (1992). Management of Lands Subject to mass Movements. *Proceedings of the Sixth International Symposium on Landslides, 2*, págs. 1437-1444. Christchurch, New Zealand.
- Michelena, R. (2012). *El Sitio Agrícola*. Recuperado el 25 de Septiembre de 2012, de <http://www.elsitioagricola.com/articulos/michelena/Como%20controlar%20la%20Erosion%20Hidrica%20para%20que%20no%20Destruya%20los%20Suelos.asp>
- Prati Armati, Srl. (2006). *Shear Strength Model*. Recuperado el 18 de Junio de 2012, de PRATI ARMATI Srl.
- Schmidt, K. M., Roering, J. J., Stock, J. D., Dietrich, W. E., Montgomery, D. R., & Schaub, T. (2001). The variability of root cohesion as an influence on shallow landslide susceptibility in the Oregon Coast Rand. (38), págs. 995-1024.
- Suárez Díaz, J. (1998). *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales*. Colombia: Universidad Industrial de Santander, UIS.
- Suarez, J. (2009). Colombia: Universidad Industrial de Santander, UIS.
- Suarez, J. (2009).
- Suyama, M. (1992). *Assessment of Biotechnical Stability Effect for Urban Forest in Japan*. Christchurch, New Zealand.
- Truong, P., Gordon, I., & Baker, D. (1996). Tolerance of Vetiver grass to some adverse soil conditions. *Proc. First International Vetiver Conference Tailandia*. Tailandia.
- UCR. (2009). *Universidad de Costa Rica*. Recuperado el 26 de Septiembre de 2012, de <http://www.lis.ucr.ac.cr/index.php?id=28>

- Universidad Nacional de Colombia. (11 de Febrero de 2011). *UN Periódico*. Recuperado el 22 de Septiembre de 2012, de http://www.unperiodico.unal.edu.co/vpp/article/colombia-se-hunde-por-algo-mas-que-el-invierno-1.html?TB_iframe=true&height=600&width=690
- Watson, A. J., & O`loughlin, C. L. (1990). Structural root morphology and biomass of three age classes of *Pinus radiata*. *Journal of foresstry science*, 20, págs. 97-110.
- Xia, H., Liu, H., S., Z., & He, D. (1999). Application of the Vetiver grass bioengineering technology for the prevention of highway silippage in Southem China. *International Vetiver Workshop Fuzhou*.
- Xie, F. X. (1997). Vetiver for highway stabilization in Jian Yang County: Demonstration and Extension. *International Vetiver Workshop, Fuzhou, China*.
- Yagi, N., Yatabe, R., Enoki, M., & Hassandi, A. (1994). *The effects of Root Networks on Slope Stability*.

VIII. ANEXOS

A. ENSAYOS DE SUELOS

1. RESUMEN DE RESULTADOS

Tabla 49 Propiedades físicas de las muestras de suelos

PROPIEDADES FÍSICAS					
MUESTRA NO.	PROFUNDIDAD (m)	LÍMITES DE ATTERBERG		% PASA TAMIZ 200	CLASIFICACIÓN UNIFICADA
		LL	IP		
1 Sup. Der ¹	1.2	34	4	41	SM
1	1.2	NP	NP	27	SM
2	1	38	6	92	ML
3 "A"	1.5	41	6	83	ML
3 "B"	1.5	NP	NP	26	SM
4	2.25	34	4	91	ML
5	2.5	39	5	96	ML

(Elaboración propia, 2012)

¹Sup. Der: Superior derecha

Tabla 50 Propiedades mecánicas de las muestras de suelos

PROPIEDADES MECÁNICAS					
MUESTRA NO.	COHESIÓN (ton/m ²)	ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA	PRESIÓN DE PRE-CONSOLIDACIÓN (ton/m ²)	PESO UNITARIO (ton/m ²)	CONTENIDO DE HUMEDAD (%)
1 Sup. Der ¹	0.8	26°	--	1.22	30
1	0	31°	--	1.55	12
2	1.6	26°	--	1.16	19
3 "A"	5.1	33°	--	0.98	11
3 "B"	6.5	31°	--	1.28	5
4	3.3	27°	--	1.22	31
5	2.9	25°	--	1.25	34

(Elaboración propia, 2012)

¹Sup. Der: Superior derecha

2. PROPIEDADES FÍSICAS

a. Muestra 1 Sup. Der.:

Profundidad: 1.20 metros superior derecha

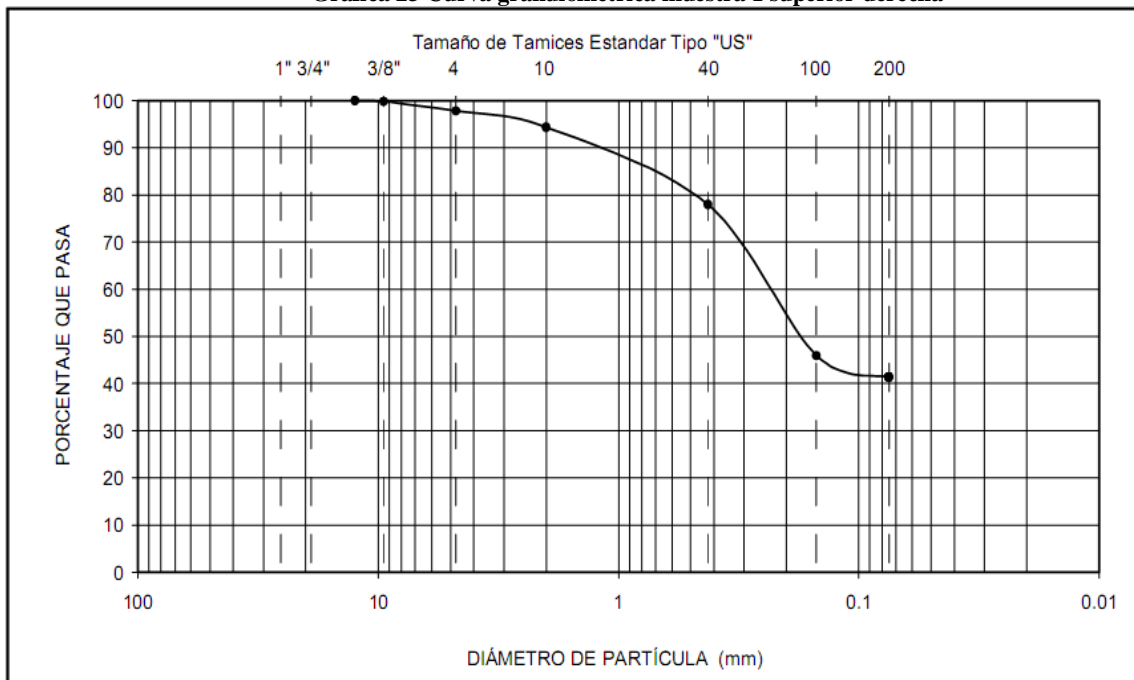
Descripción del suelo: Arena limosa café claro, plástica, con traza de grava de pómez

Curva granulométrica:

Tabla 51 Porcentajes que pasan cada tamiz, muestra 1 superior derecha

Tamiz No.	1/2"	3/8"	4	10	40	100	200
Diámetro (mm)	12.5	9.5	4.75	2	0.425	0.15	0.075
Porcentaje Pasa	100.0	99.8	97.8	94.3	77.9	45.9	41.4

Gráfica 23 Curva granulométrica muestra 1 superior derecha



% Grava: 2

% Arena: 56

% Finos: 41

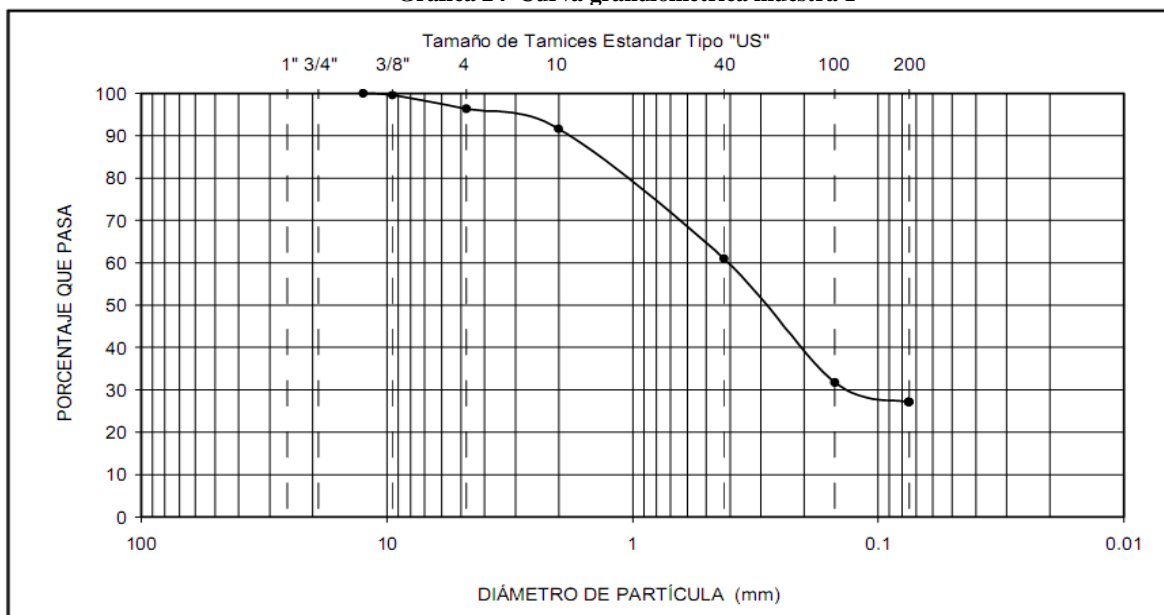
Otros ensayos:

Tabla 52 Propiedades muestra 1 superior derecha

Límite líquido	34
Límite plástico	30
Índice de plasticidad	4
Gravedad específica	--
Contenido de humedad	29.9
Clasificación	SM

b. Muestra 1:**Profundidad:** 1.20 metros**Descripción del suelo:** Arena limosa café claro, no plástica, con manchas anaranjadas y traza de grava de pómez.**Curva granulométrica:****Tabla 53 Porcentajes que pasan cada tamiz muestra 1**

Tamiz No.	1/2"	3/8"	4	10	40	100	200
Diámetro (mm)	12.5	9.5	4.75	2	0.425	0.15	0.075
Porcentaje Pasa	100.0	99.6	96.4	91.6	61.0	31.8	27.2

Gráfica 24 Curva granulométrica muestra 1

% Grava: 4

% Arena: 69

% Finos: 27

Otros ensayos:**Tabla 54 Propiedades muestra 1**

Límite líquido	NP
Límite plástico	NP
Índice de plasticidad	NP
Gravedad específica	--
Contenido de humedad	11.9
Clasificación	SM

c. Muestra 2:

Profundidad: 1.00 metros

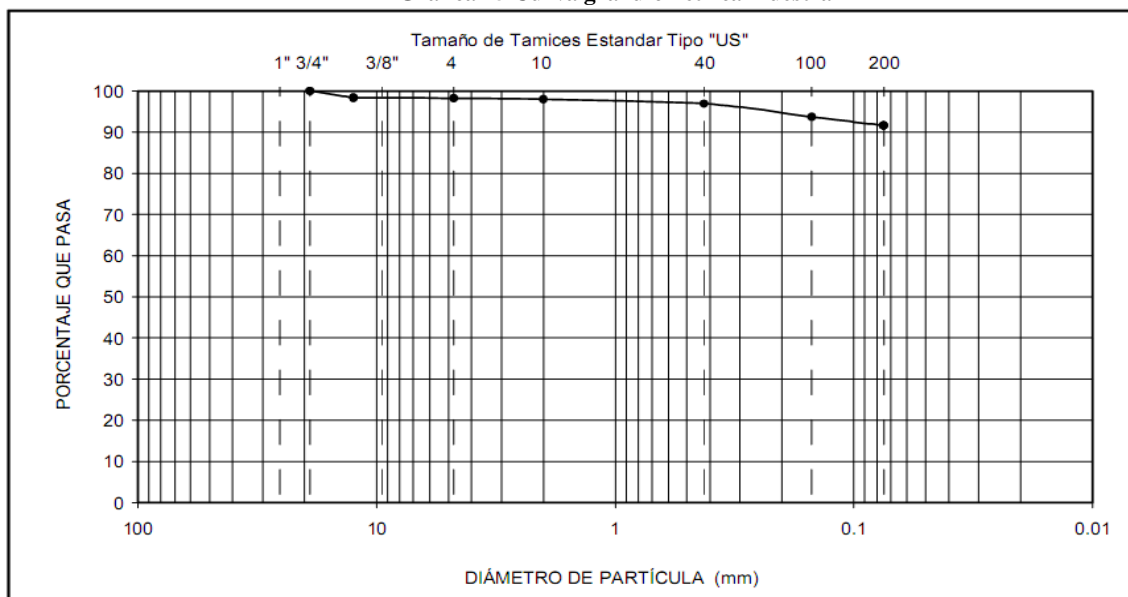
Descripción del suelo: Limo café claro, plástico, con manchas anaranjadas y traza de arena fina y grava de pómez

Curva granulométrica:

Tabla 55 Porcentajes que pasan cada tamiz muestra 2

Tamiz No.	3/4"	1/2"	1/2"	4	10	40	100	200
Diámetro (mm)	19	12.5	12.5	4.75	2	0.425	0.15	0.075
Porcentaje Pasa	100.0	98.4	98.4	98.2	98.0	96.9	93.7	91.6

Gráfica 25 Curva granulométrica muestra 2



% Grava: 2

% Arena: 7

% Finos: 92

Otros ensayos:

Tabla 56 Propiedades muestra 2

Límite líquido	38
Límite plástico	32
Índice de plasticidad	6
Gravedad específica	--
Contenido de humedad	19.4
Clasificación	ML

d. Muestra 3 "A":

Profundidad: 1.50 metros

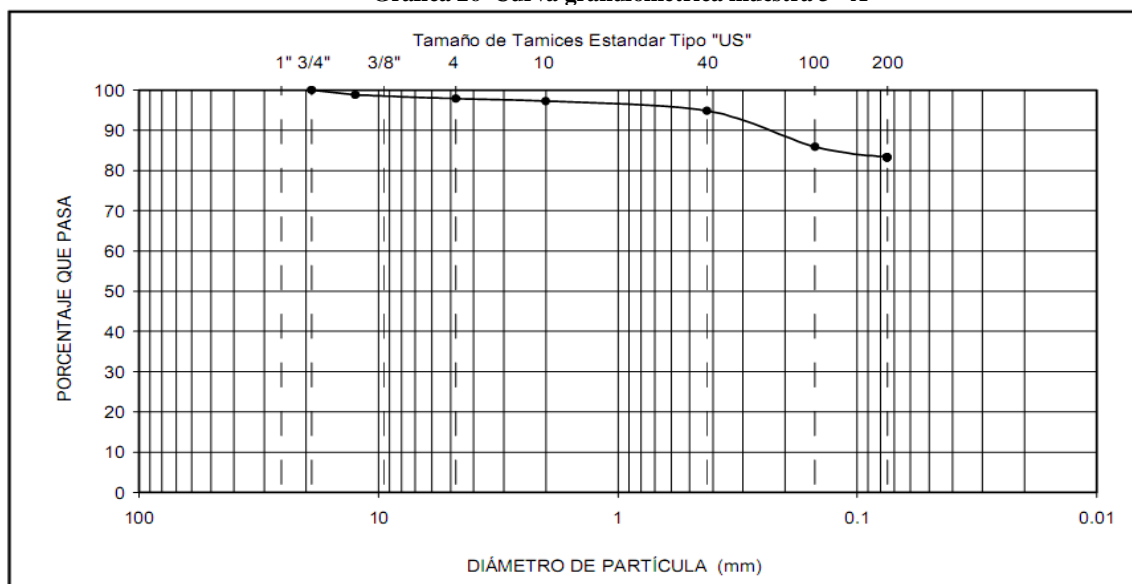
Descripción del suelo: Limo arenoso café claro, plástico, con manchas blancas y anaranjadas y traza de grava de pómez

Curva granulométrica:

Tabla 57 Porcentajes que pasan cada tamiz muestra 3 "A"

Tamiz No.	3/4"	1/2"	1/2"	4	10	40	100	200
Diámetro (mm)	19	12.5	12.5	4.75	2	0.425	0.15	0.075
Porcentaje Pasa	100.0	98.8	98.8	97.9	97.2	94.8	85.9	83.3

Gráfica 26 Curva granulométrica muestra 3 "A"



% Grava: 2

% Arena: 15

% Finos: 83

Otros ensayos:

Tabla 58 Propiedades muestra 3 "A"

Límite líquido	41
Límite plástico	35
Índice de plasticidad	6
Gravedad específica	--
Contenido de humedad	30.5
Clasificación	ML

e. Muestra 3 "B":

Profundidad: 1.50 metros

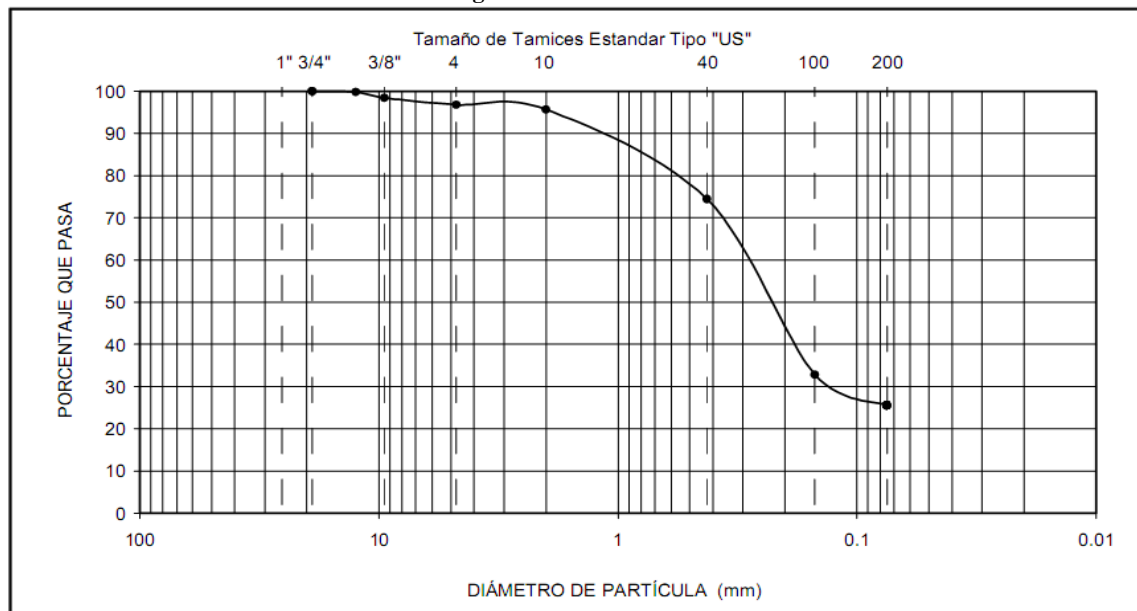
Descripción del suelo: Arena limosa gris claro, no plástica, con traza de grava de pómez

Curva granulométrica:

Tabla 59 Porcentajes que pasan cada tamiz muestra 3 "B"

Tamiz No.	3/4"	1/2"	3/8"	4	10	40	100	200
Diámetro (mm)	19	12.5	9.5	4.75	2	0.425	0.15	0.075
Porcentaje Pasa	100.0	99.8	98.4	96.8	95.7	74.4	32.9	25.6

Gráfica 27 Curva granulométrica muestra 3 "B"



% Grava: 3

% Arena: 71

% Finos: 26

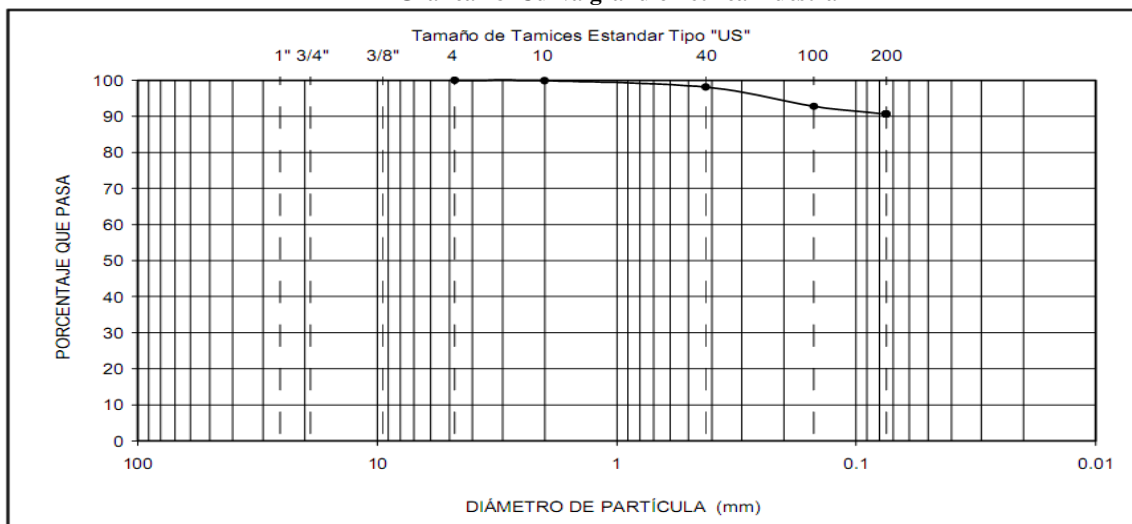
Otros ensayos:

Tabla 60 Propiedades muestra 3 "B"

Límite líquido	NP
Límite plástico	NP
Índice de plasticidad	NP
Gravedad específica	--
Contenido de humedad	34.1
Clasificación	SM

f. Muestra 4:**Profundidad:** 2.25 metros**Descripción del suelo:** Limo café claro, plástico, con manchas anaranjadas y traza de arena fina**Curva granulométrica:****Tabla 61 Porcentajes que pasan cada tamiz muestra 4**

Tamiz No.	4	10	40	100	200
Diámetro (mm)	4.75	2	0.425	0.15	0.075
Porcentaje Pasa	100.0	99.9	98.1	92.8	90.6

Gráfica 28 Curva granulométrica muestra 4

% Grava: 0

% Arena: 9

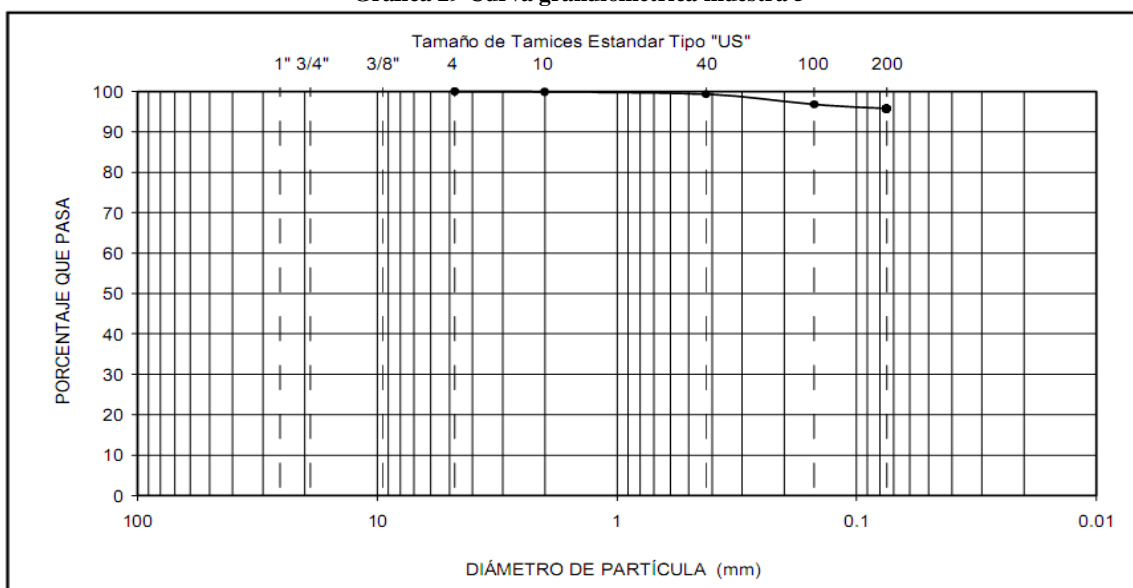
% Finos: 91

Otros ensayos:**Tabla 62 Propiedades muestra 4**

Límite líquido	34
Límite plástico	30
Índice de plasticidad	4
Gravedad específica	--
Contenido de humedad	11.1
Clasificación	ML

g. Muestra 5:**Profundidad:** 2.50 metros**Descripción del suelo:** Limo café, plástico, con manchas blancas y traza de arena fina (ML)**Curva granulométrica:****Tabla 63 Porcentaje que pasan cada tamiz muestra 5**

Tamiz No.	4	10	40	100	200
Diámetro (mm)	4.75	2	0.425	0.15	0.075
Porcentaje Pasa	100.0	99.9	99.3	96.8	95.7

Gráfica 29 Curva granulométrica muestra 5

% Grava: 0

% Arena: 4

% Finos: 96

Otros ensayos:**Tabla 64 Propiedades muestra 5**

Límite líquido	39
Límite plástico	34
Índice de plasticidad	5
Gravedad específica	--
Contenido de humedad	5.3
Clasificación	ML

3. ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL TX/UU. CIRCULOS DE MOHR

a. Muestra 1:

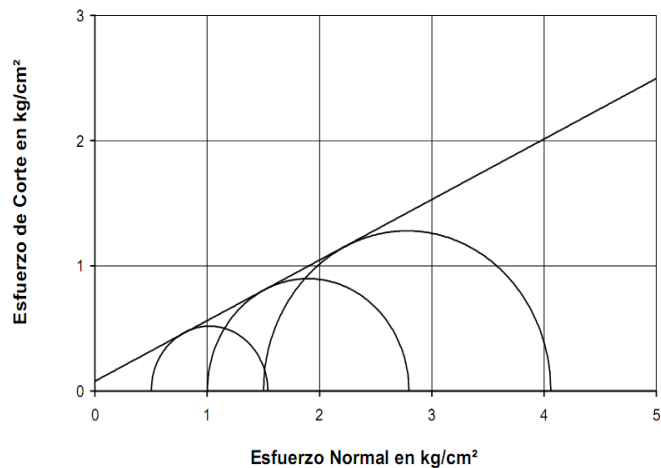
P.U.H.: 1.22 ton/m³

Contenido de humedad: 29.9%

Cohesión: 0.08 kg/cm²

Ángulo de fricción interna: 26°

Gráfica 30 Círculos de Mohr muestra 1



b. Muestra 1 Sup. Der.:

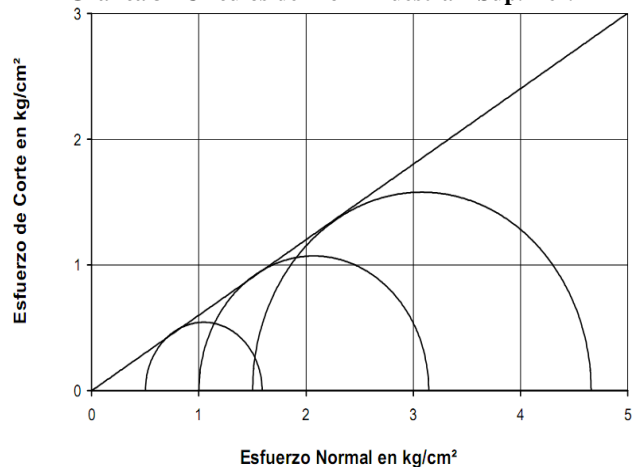
P.U.H.: 1.55 ton/m³

Contenido de humedad: 11.9%

Cohesión: 0.00 kg/cm²

Ángulo de fricción interna: 31°

Gráfica 31 Círculos de Mohr muestra 1 Sup. Der.



c. Muestra 2:

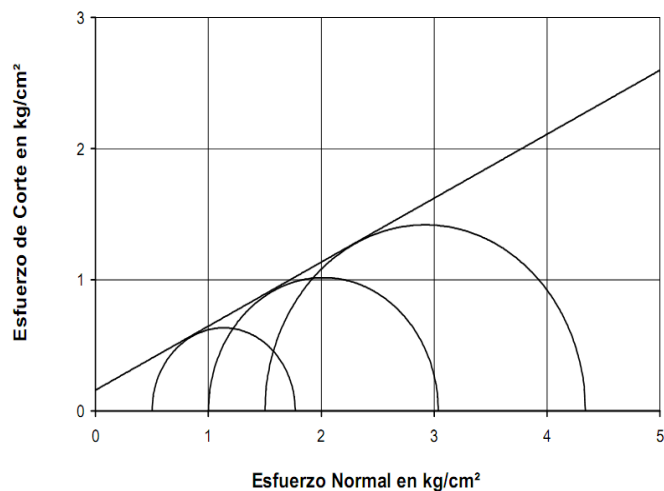
P.U.H.: 1.16 ton/m³

Contenido de humedad: 19.4%

Cohesión: 0.16 kg/cm²

Ángulo de fricción interna: 26°

Gráfica 32 Círculos de Mohr muestra 2



d. Muestra 3 "A":

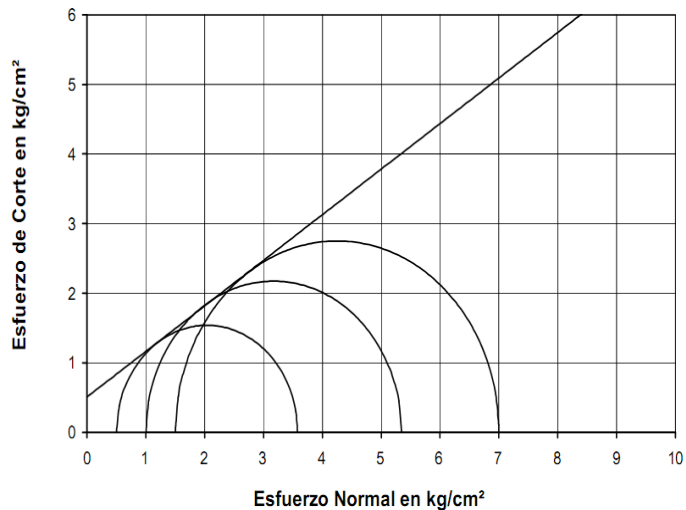
P.U.H.: 0.98 ton/m³

Contenido de humedad: 11.1%

Cohesión: 0.51 kg/cm²

Ángulo de fricción interna: 33°

Gráfica 33 Círculos de Mohr muestra 3 "A"



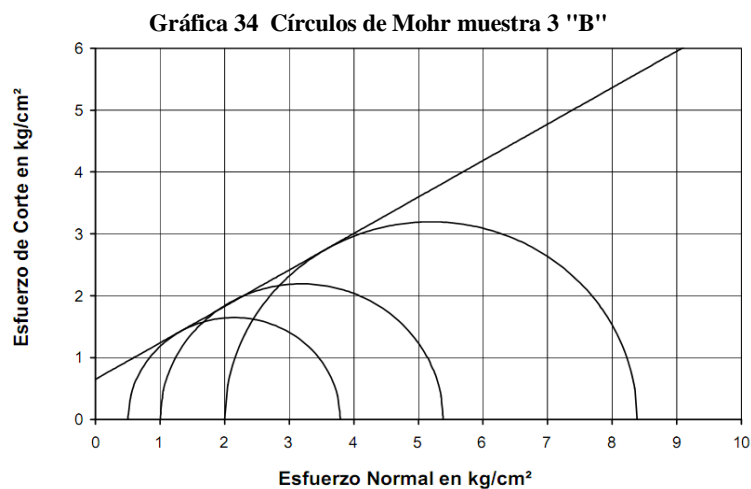
e. **Muestra 3 "B":**

P.U.H.: 1.28 ton/m³

Contenido de humedad: 5.3%

Cohesión: 0.65 kg/cm²

Ángulo de fricción interna: 31°



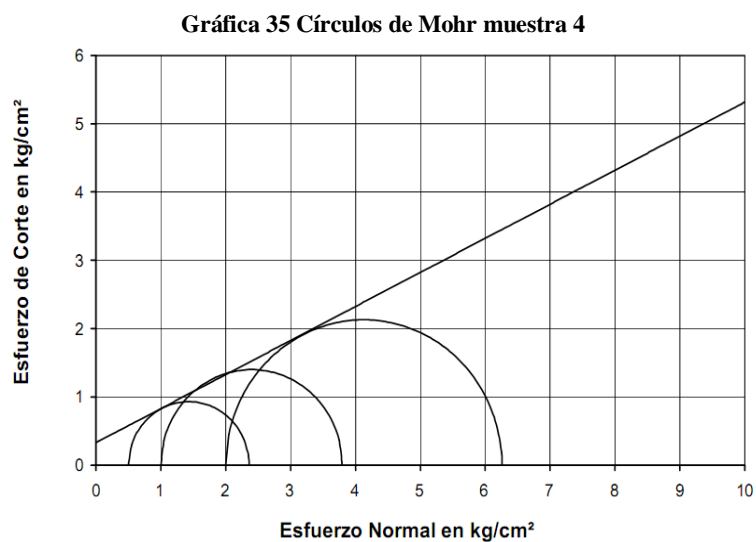
f. **Muestra 4:**

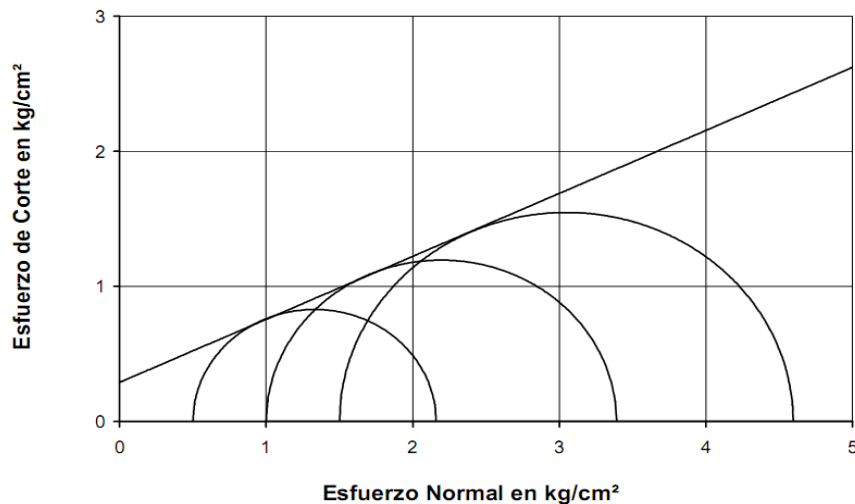
P.U.H.: 1.22 ton/m³

Contenido de humedad: 30.5%

Cohesión: 0.33 kg/cm²

Ángulo de fricción interna: 27°



g. Muestra 5:**P.U.H.:** 1.25 ton/m³**Contenido de humedad:** 34.1%**Cohesión:** 0.29 kg/cm²**Ángulo de fricción interna:** 25°**Gráfica 36 Círculos de Mohr muestra 5****B. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO****1. REGISTRO DE VALORES****Altura del instrumento:** 1.5 m**Tabla 65 Hilos y azimuts medidos**

Est. ¹	Punto visto	Hilo sup. ²	Hilo medio	Ángulo horizontal			Ángulo vertical		
				Grad. ³	Min. ⁴	Seg. ⁵	Grad.	Min.	Seg.
1									
1	1	0.89	0.8	282	55	50	94	33	10
1	2	1.11	1	268	7	40	87	14	30
1	3	1.375	1.3	281	16	10	92	38	40
1	4	0.695	0.6	264	58	40	86	14	10
1	5	0.662	0.6	275	10	0	95	24	50
1	6	0.685	0.6	258	4	30	84	16	50
1	7	0.552	0.5	268	23	50	96	58	50
1	8	0.88	0.8	252	42	0	83	7	10
1	9	1.248	1.2	260	53	20	93	58	30
1	10	0.675	0.6	247	57	30	83	38	30

(Elaboración propia, 2012)

Tabla 65 Hilos y azimuts medidos (Continuación)

Est. ¹	Punto visto	Hilo sup. ²	Hilo medio	Ángulo horizontal			Ángulo vertical		
				Grad. ³	Min. ⁴	Seg. ⁵	Grad.	Min.	Seg.
1	11	1.342	1.3	251	48	50	94	4	40
1	12	1.838	1.8	238	35	40	89	1	50
1	13	1.043	1	249	48	20	94	15	50
1	13-1	1.537	1.5	232	17	50	91	5	10
1	14	0.467	0.4	227	16	10	84	10	30
1	15	1.533	1.5	201	58	10	90	8	50
1	16	0.662	0.6	213	1	10	83	4	30
1	17	1.638	1.6	117	11	0	88	56	20
1	18	0.664	0.6	190	26	10	82	57	50
1	19	1.541	1.5	159	58	20	88	15	30
1	20	0.871	0.8	172	16	20	82	7	10
1	21	1.145	1.1	141	58	0	89	23	50
1	22	0.475	0.4	161	11	0	82	44	30
1	23	1.449	1.4	131	17	20	88	11	40
1	23-1	0.855	0.8	136	24	0	88	5	30
1	24	0.48	0.4	148	42	20	81	13	0
1	24-1	0.981	0.9	134	19	50	79	26	40
1	24-2	0.365	0.3	135	39	10	79	34	40
1	24-3	0.563	0.5	126	9	30	78	3	30
1	25	1.954	1.9	125	0	30	85	46	40
1	25-1	1.258	1.2	125	55	20	85	50	10
1	26	0.363	0.3	125	10	10	79	1	10
1	27	1.955	1.9	142	25	50	84	45	20
1	27-1	1.162	1.1	113	53	10	84	49	10
1	28	0.569	0.5	118	35	20	78	39	40
1	28-1	0.875	0.8	117	27	0	78	32	40
1	29	2.258	2.2	101	52	0	82	47	20
1	30	1.075	1	109	52	30	78	49	30
1	31	0.882	0.8	110	0	30	78	56	20
1	32	1.261	1.2	90	30	50	88	4	50
1	33	0.683	0.6	101	44	20	84	41	20
1	34	1.269	1.2	78	30	20	88	2	10
1	35	0.789	0.7	93	44	40	79	53	10
1	36	1.38	1.3	69	11	50	88	36	30
1	37	0.894	0.8	86	44	20	79	8	50
1	38	0.898	0.8	80	25	20	79	19	50
1	39	1.184	1.1	77	15	50	83	16	50
1	40	1.272	1.2	88	0	30	83	13	30

(Elaboración propia, 2012)

Tabla 65 Hilos y azimuts medidos (Continuación)

Est. ¹	Punto visto	Hilo sup. ²	Hilo medio	Ángulo horizontal			Ángulo vertical		
				Grad. ³	Min. ⁴	Seg. ⁵	Grad.	Min.	Seg.
1	41	1.17	1.1	99	11	50	83	20	40
1	42	0.866	0.8	112	38	40	83	27	0
1	43	1.255	1.2	139	53	0	83	46	40
1	44	0.765	0.7	143	52	30	81	11	10
1	45	1.26	1.2	161	26	10	81	42	50
1	46	1.65	1.6	163	52	20	84	30	30
1	47	1.055	1	175	13	50	84	19	0
1	48	0.645	0.6	183	26	50	90	25	20
1	49	0.75	0.7	201	13	10	84	25	20
1	50	0.84	0.8	211	40	20	90	37	40
1	51	1.055	1	225	44	40	83	25	30
1	52	0.545	0.5	232	43	50	91	50	40
1	53	1.26	1.2	239	57	10	82	48	30
1	54	0.75	0.7	245	10	30	90	10	20
1	55	1.068	1	251	29	0	83	46	50
1	56	0.758	0.7	256	33	40	89	48	40
1	57	1.178	1.1	260	4	30	83	55	10
1	58	0.768	0.7	266	20	50	88	52	30
1	59	1.489	1.4	268	35	50	84	42	40
1	60	0.983	0.9	273	50	0	89	25	0
1	61	0.697	0.6	272	48	30	89	25	0
1	62	0.89	0.8	277	1	10	91	13	40

(Elaboración propia, 2012)

¹ Est.: Estación² Hilo sup.: Hilo Superior³ Grad.: Grados⁴ Min.: Minutos⁵ Seg.: Segundos

Tabla 66 Medidas parciales calculadas

Est.	Punto visto	Medidas parciales		
		Desnivel (m)	Xp (m)	Yp (m)
1				
1	1	-0.72428428	-17.4330181	4.002479955
1	2	1.557488272	-21.93733403	-0.717089268
1	3	-0.49133117	-14.67947034	2.925107422
1	4	2.144565007	-18.84549382	-1.656132508
1	5	-0.264716617	-12.23968377	1.106719127
1	6	2.585742467	-16.46792803	-3.477842019

(Elaboración propia, 2012)

Tabla 66 Medidas parciales calculadas (continuación)

Est.	Punto Visto	Medidas parciales		
		Desnivel (m)	Xp (m)	Yp (m)
1	7	-0.254568964	-10.24238167	-0.286592578
1	8	2.602994047	-15.05692884	-4.689711099
1	9	-0.363882606	-9.433327856	-1.512850671
1	10	2.550974749	-13.73314317	-5.560170697
1	11	-0.395816702	-7.940046369	-2.608421807
1	12	-0.171432561	-6.48474524	-3.959168507
1	13	-0.137642193	-8.026709946	-2.95237061
1	13-1	-0.140242389	-5.852731131	-4.523957933
1	14	2.45294899	-9.741622022	-8.998933704
1	15	-0.016958708	-2.46912341	-6.120690679
1	16	2.384161215	-6.658824803	-10.24607678
1	17	0.040718926	6.758256163	-3.470787117
1	18	2.456126566	-2.283789093	-12.3993693
1	19	0.249108584	2.80570642	-7.697002269
1	20	2.628552334	1.873531144	-13.80652002
1	21	0.494677126	5.544464648	-7.088087419
1	22	2.979962121	4.760886774	-13.97168962
1	23	0.4086219	7.356332548	-6.460168871
1	23-1	1.066102805	7.577402873	-7.957056892
1	24	3.514522366	8.117194754	-13.3533566
1	24-1	3.517439571	11.19930868	-10.94061384
1	24-2	3.51290801	8.789689386	-8.992290409
1	24-3	3.550716431	9.737556282	-7.115945071
1	25	0.392991971	8.797990345	-6.162326354
1	25-1	1.140048334	9.344318375	-6.769683266
1	26	3.556056305	9.926206508	-6.994243608
1	27	0.601246641	6.6509123	-8.645919824
1	27-1	1.515079395	11.24552676	-4.980070571
1	28	3.660282622	11.64903205	-6.348328193
1	28-1	3.619769381	12.78614087	-6.641868353
1	29	0.744580099	11.17322255	-2.34777914
1	30	3.351975595	13.57669389	-4.907995409
1	31	3.787985437	14.842916	-5.404824544
1	32	0.708401905	12.18582301	-0.109298224
1	33	2.429960324	16.11355544	-3.348364462
1	34	0.772642918	13.50734586	2.74673668
1	35	3.877203059	17.21427041	-1.12660659

(Elaboración propia, 2012)

Tabla 66 Medidas parciales calculadas (continuación)

Est.	Punto visto	Medidas parciales		
		Desnivel (m)	Xp (m)	Yp (m)
1	35	3.877203059	17.21427041	-1.12660659
1	36	0.588473814	14.94811304	5.679084767
1	37	4.17646636	18.10414477	1.031550055
1	38	4.266058516	18.66430941	3.149386072
1	39	2.352228134	16.1623026	3.653037474
1	40	1.986915559	14.1910159	0.493494689
1	41	2.011669199	13.63437361	-2.207608312
1	42	2.195898629	12.02391824	-5.016020711
1	43	1.48521078	7.004544652	-8.313254908
1	44	2.768407838	7.484196387	-10.25399385
1	45	2.011342356	3.740996217	-11.13936463
1	46	0.852617218	2.752363184	-9.518463618
1	47	1.583978546	0.90564089	-10.85440731
1	48	0.833679889	-0.541132386	-8.983227638
1	49	1.76736682	-3.5852161	-9.233943002
1	50	0.612352702	-4.199968584	-6.807708783
1	51	1.751256465	-7.775280295	-7.575812223
1	52	0.710475464	-7.154749246	-5.444430859
1	53	1.790448763	-10.22456277	-5.914395305
1	54	0.769941733	-9.075861714	-4.198443418
1	55	1.964707647	-12.74458813	-4.26840223
1	56	0.838241826	-11.28225033	-2.695904789
1	57	2.043158432	-15.19411434	-2.658629604
1	58	1.066966747	-13.56713923	-0.866119565
1	59	1.733773929	-17.64346967	-0.432053002
1	60	0.768994371	-16.56114477	1.109667786
1	61	1.097499445	-19.37469261	0.95040525
1	62	0.314400303	-17.856883	2.198701239

(Elaboración propia, 2012)

Tabla 67 Coordenadas de los puntos medidos

Est.	Punto visto	Coordenadas		
		X (m)	Y (m)	Cota (m)
1		0	0	100
1	1	-17.4330181	4.002479955	99.27571572
1	2	-21.93733403	-0.717089268	101.5574883
1	3	-14.67947034	2.925107422	99.50866883
1	4	-18.84549382	-1.656132508	102.144565
1	5	-12.23968377	1.106719127	99.73528338

(Elaboración propia, 2012)

Tabla 67 Coordenadas de los puntos medidos (Continuación)

Est.	Punto Visto	Coordenadas		
		X (m)	Y (m)	Cota (m)
1	6	-16.46792803	-3.477842019	102.5857425
1	7	-10.24238167	-0.286592578	99.74543104
1	8	-15.05692884	-4.689711099	102.602994
1	9	-9.433327856	-1.512850671	99.63611739
1	10	-13.73314317	-5.560170697	102.5509747
1	11	-7.940046369	-2.608421807	99.6041833
1	12	-6.48474524	-3.959168507	99.82856744
1	13	-8.026709946	-2.95237061	99.86235781
1	13-1	-5.852731131	-4.523957933	99.85975761
1	14	-9.741622022	-8.998933704	102.452949
1	15	-2.46912341	-6.120690679	99.98304129
1	16	-6.658824803	-10.24607678	102.3841612
1	17	6.758256163	-3.470787117	100.0407189
1	18	-2.283789093	-12.3993693	102.4561266
1	19	2.80570642	-7.697002269	100.2491086
1	20	1.873531144	-13.80652002	102.6285523
1	21	5.544464648	-7.088087419	100.4946771
1	22	4.760886774	-13.97168962	102.9799621
1	23	7.356332548	-6.460168871	100.4086219
1	23-1	7.577402873	-7.957056892	101.0661028
1	24	8.117194754	-13.3533566	103.5145224
1	24-1	11.19930868	-10.94061384	103.5174396
1	24-2	8.789689386	-8.992290409	103.512908
1	24-3	9.737556282	-7.115945071	103.5507164
1	25	8.797990345	-6.162326354	100.392992
1	25-1	9.344318375	-6.769683266	101.1400483
1	26	9.926206508	-6.994243608	103.5560563
1	27	6.6509123	-8.645919824	100.6012466
1	27-1	11.24552676	-4.980070571	101.5150794
1	28	11.64903205	-6.348328193	103.6602826
1	28-1	12.78614087	-6.641868353	103.6197694
1	29	11.17322255	-2.34777914	100.7445801
1	30	13.57669389	-4.907995409	103.3519756
1	31	14.842916	-5.404824544	103.7879854
1	32	12.18582301	-0.109298224	100.7084019
1	33	16.11355544	-3.348364462	102.4299603
1	34	13.50734586	2.74673668	100.7726429

(Elaboración propia, 2012)

Tabla 67 Coordenadas de los puntos medidos (Continuación)

Est.	Punto Visto	Coordenadas		
		X (m)	Y (m)	Cota (m)
1	35	3.877203059	17.21427041	-1.12660659
1	36	0.588473814	14.94811304	5.679084767
1	37	4.17646636	18.10414477	1.031550055
1	38	4.266058516	18.66430941	3.149386072
1	39	2.352228134	16.1623026	3.653037474
1	40	1.986915559	14.1910159	0.493494689
1	41	2.011669199	13.63437361	-2.207608312
1	42	2.195898629	12.02391824	-5.016020711
1	43	1.48521078	7.004544652	-8.313254908
1	44	2.768407838	7.484196387	-10.25399385
1	45	2.011342356	3.740996217	-11.13936463
1	46	0.852617218	2.752363184	-9.518463618
1	47	1.583978546	0.90564089	-10.85440731
1	48	0.833679889	-0.541132386	-8.983227638
1	49	1.76736682	-3.5852161	-9.233943002
1	50	0.612352702	-4.199968584	-6.807708783
1	51	1.751256465	-7.775280295	-7.575812223
1	52	0.710475464	-7.154749246	-5.444430859
1	53	1.790448763	-10.22456277	-5.914395305
1	54	0.769941733	-9.075861714	-4.198443418
1	55	1.964707647	-12.74458813	-4.26840223
1	56	0.838241826	-11.28225033	-2.695904789
1	57	2.043158432	-15.19411434	-2.658629604
1	58	1.066966747	-13.56713923	-0.866119565
1	59	1.733773929	-17.64346967	-0.432053002
1	60	0.768994371	-16.56114477	1.109667786
1	61	1.097499445	-19.37469261	0.95040525
1	62	0.314400303	-17.856883	2.198701239

(Elaboración propia, 2012)

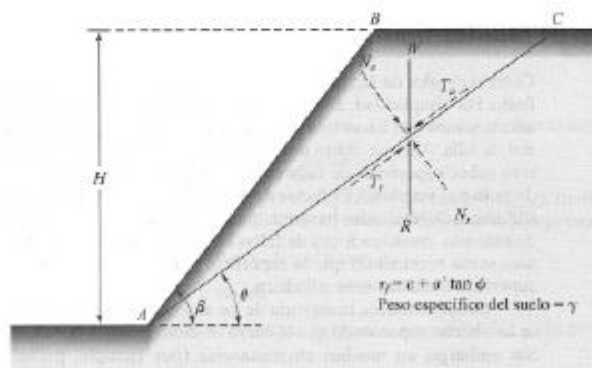
C. RESULTADOS Y PROCESO DE LOS ANÁLISIS DEL TALUD REALIZADOS CONSIDERANDO EL CRITERIO DE SUPERFICIE DE DESLIZAMIENTO CIRCULAR, PLANA Y GENERAL

1. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD CONSIDERANDO UNA SUPERFICIE DE FALLA PLANA.

a. Resultados del análisis del talud con el método de Culmann.

1) *Análisis de estabilidad del perfil 1.*

Figura 65 (Repetición) Análisis de un talud finito; método de Culmann
Perfil No. 1 Muestra 1 Sup. der.



$$FS_c = FC\phi = FS_s$$

$$FS_s = \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_d)} \text{ resolver. } \phi_d \rightarrow \text{atan} \left(\frac{\tan(\phi)}{FS_s} \right)$$

$$FS_s = \frac{C}{C_d} \text{ resolver. } C_d \rightarrow \frac{C}{FS_s}$$

$$H = \frac{4 \cdot \frac{C}{FS_S} \left(\sin(\beta) \cdot \cos \left(\operatorname{atan} \left(\frac{\tan(\phi)}{FS_S} \right) \right) \right)}{\gamma \left(1 - \cos \left(\beta - \operatorname{atan} \left(\frac{\tan(\phi)}{FS_S} \right) \right) \right)} \operatorname{resolver}, FS_S \rightarrow \left[\begin{array}{l} \frac{4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) - 4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1)} + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \\ \frac{4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1)} + 4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \end{array} \right]$$

$$\underline{C} := 0.8 \quad \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\phi := 26 \cdot \frac{\pi}{180} \quad \text{radianes}$$

$$\phi = 0.454 \quad \text{radianes}$$

$$\gamma := 1.22 \quad \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$\underline{H} := 2.84 \quad \text{metros}$$

$$\beta := 24 \cdot \frac{\pi}{180} \quad \text{radianes}$$

$$\beta = 0.419 \quad \text{radianes}$$

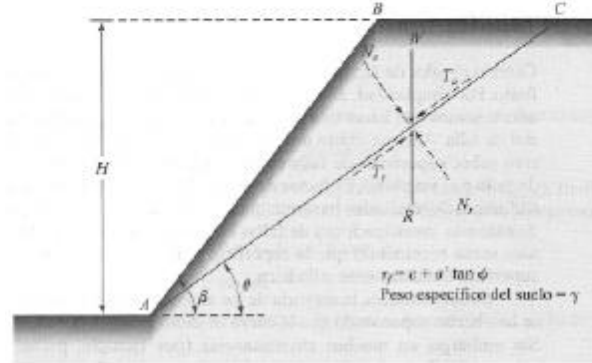
$$FS_S := \left[\begin{array}{l} \frac{4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1)} + 4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \\ \frac{4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) - 4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1)} + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \end{array} \right]$$

(Elaboración propia, 2012)

$$FS_S = \begin{pmatrix} 6.426 \\ -0.086 \end{pmatrix}$$

2) *Análisis de estabilidad del perfil 2 por el método Culmann.*

Figura 65 (Repetición) Análisis de un talud finito; método de Culmann



$$FS_c = FC\phi = FS_s$$

$$FS_s = \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_d)} \text{ resolver, } \phi_d \rightarrow \text{atan}\left(\frac{\tan(\phi)}{FS_s}\right)$$

$$FS_s = \frac{C}{C_d} \text{ resolver, } C_d \rightarrow \frac{C}{FS_s}$$

$$H = \frac{4 \cdot \frac{C}{FS_s} \left(\sin(\beta) \cdot \cos\left(\text{atan}\left(\frac{\tan(\phi)}{FS_s}\right)\right) \right)}{\gamma \left(1 - \cos\left(\beta - \text{atan}\left(\frac{\tan(\phi)}{FS_s}\right)\right) \right)} \text{ resolver, } FS_s \rightarrow \left[\frac{4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) - 4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1)} + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \right]$$

$$\left[\frac{4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1)} + 4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \right]$$

Perfil No. 2 Muestra 1

$$C := 0.0 \quad \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\phi := 31 \cdot \frac{\pi}{180} \quad \text{radianes}$$

$$\phi = 0.541 \quad \text{radianes}$$

$$\gamma := 1.55 \quad \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$H := 2.89 \quad \text{metros}$$

$$\beta := 25 \cdot \frac{\pi}{180} \quad \text{radianes}$$

$$\beta = 0.436 \quad \text{radianes}$$

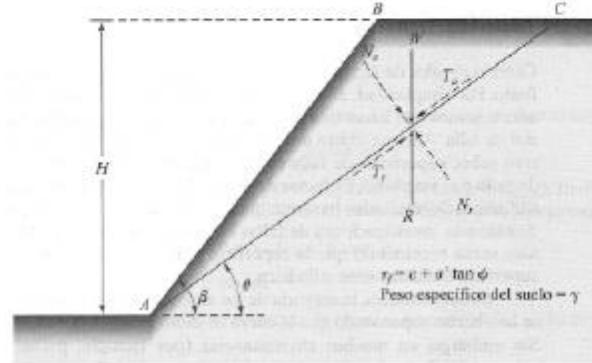
$$FS_S := \left[\begin{array}{c} \frac{4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1) + 4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \\ \frac{4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) - 4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1) + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \end{array} \right]$$

$$FS_S = \begin{pmatrix} 1.289 \\ 1.289 \end{pmatrix}$$

(Elaboración propia, 2012)

3) *Análisis de estabilidad del perfil 3 por el método Culmann.*

Figura 65 (Repetición) Análisis de un talud finito; método de Culmann



$$FS_c = FC\phi = FS_s$$

$$FS_s = \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_d)} \text{ resolver, } \phi_d \rightarrow \text{atan}\left(\frac{\tan(\phi)}{FS_s}\right)$$

$$FS_s = \frac{C}{Cd} \text{ resolver, } Cd \rightarrow \frac{C}{FS_s}$$

$$H = \frac{4 \cdot \frac{C}{FS_s} \left(\sin(\beta) \cdot \cos\left(\text{atan}\left(\frac{\tan(\phi)}{FS_s}\right)\right) \right)}{\gamma \left(1 - \cos\left(\beta - \text{atan}\left(\frac{\tan(\phi)}{FS_s}\right)\right) \right)} \text{ resolver, } FS_s \rightarrow \left[\frac{4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) - 4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1)} + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \right]$$

$$\left[\frac{4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1)} + 4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \right]$$

Perfil No. 3 Muestra 2

$$C := 1.6 \quad \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\phi := 26 \cdot \frac{\pi}{180} \quad \text{radianes}$$

$$\phi = 0.454 \quad \text{radianes}$$

$$\gamma := 1.16 \quad \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$H := 2.41 \quad \text{metros}$$

$$\beta := 24 \cdot \frac{\pi}{180} \quad \text{radianes}$$

$$\beta = 0.419 \quad \text{radianes}$$

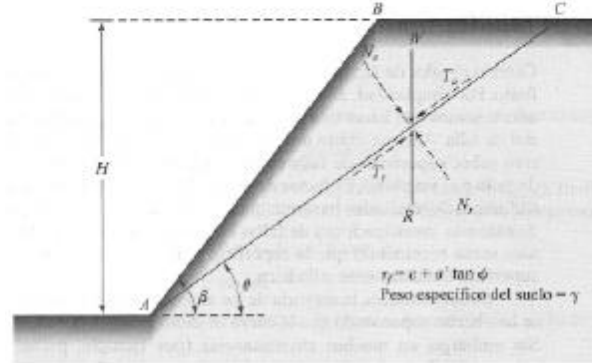
$$FS_S := \left[\begin{array}{c} \frac{4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1)} + 4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \\ \frac{4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) - 4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1)} + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \end{array} \right]$$

$$FS_S = \begin{pmatrix} 12.959 \\ -0.484 \end{pmatrix}$$

(Elaboración propia, 2012)

4) *Análisis de estabilidad del perfil 4 por el método Culmann.*

Figura 65 (Repetición) Análisis de un talud finito; método de Culmann



$$FS_c = FC\phi = FS_s$$

$$FS_s = \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_d)} \text{ resolver, } \phi_d \rightarrow \text{atan}\left(\frac{\tan(\phi)}{FS_s}\right)$$

$$FS_s = \frac{C}{Cd} \text{ resolver, } Cd \rightarrow \frac{C}{FS_s}$$

$$H = \frac{4 \cdot \frac{C}{FS_s} \left(\sin(\beta) \cdot \cos\left(\text{atan}\left(\frac{\tan(\phi)}{FS_s}\right)\right) \right)}{\gamma \left(1 - \cos\left(\beta - \text{atan}\left(\frac{\tan(\phi)}{FS_s}\right)\right) \right)} \text{ resolver, } FS_s \rightarrow \left[\frac{4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) - 4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1)} + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \right]$$

$$\left[\frac{4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1)} + 4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \right]$$

Perfil No. 4 Muestra 3 "A"

$$\begin{aligned}
 C &:= 5.1 \quad \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \\
 \phi &:= 33 \cdot \frac{\pi}{180} \quad \text{radianes} \\
 \phi &= 0.576 \quad \text{radianes} \\
 \gamma &:= 0.98 \quad \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \\
 H &:= 2.43 \quad \text{metros} \\
 \beta &:= 21 \cdot \frac{\pi}{180} \quad \text{radianes} \\
 \beta &= 0.367 \quad \text{radianes}
 \end{aligned}$$

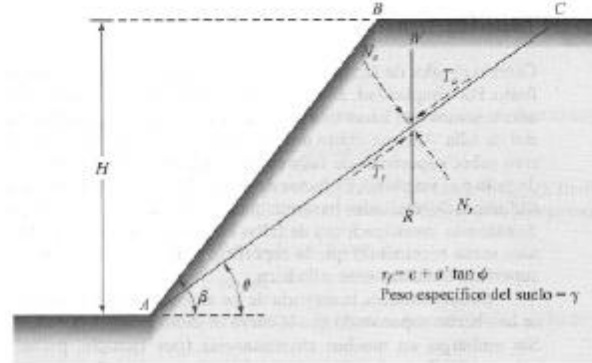
$$FS_S := \left[\begin{array}{c} \frac{4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1) + 4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \\ \frac{4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) - 4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1) + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \end{array} \right]$$

$$FS_S = \begin{pmatrix} 49.66 \\ -1.644 \end{pmatrix}$$

(Elaboración propia, 2012)

5) *Análisis de estabilidad del perfil 5 por el método Culmann.*

Figura 65 (Repetición) Análisis de un talud finito; método de Culmann



$$FS_c = FC\phi = FS_s$$

$$FS_s = \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_d)} \text{ resolver, } \phi_d \rightarrow \text{atan}\left(\frac{\tan(\phi)}{FS_s}\right)$$

$$FS_s = \frac{C}{Cd} \text{ resolver, } Cd \rightarrow \frac{C}{FS_s}$$

$$H = \frac{4 \cdot \frac{C}{FS_s} \left(\sin(\beta) \cdot \cos\left(\text{atan}\left(\frac{\tan(\phi)}{FS_s}\right)\right) \right)}{\gamma \left(1 - \cos\left(\beta - \text{atan}\left(\frac{\tan(\phi)}{FS_s}\right)\right) \right)} \text{ resolver, } FS_s \rightarrow \left[\frac{4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) - 4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1)} + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \right]$$

$$\left[\frac{4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1)} + 4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \right]$$

Perfil No. 5 Muestra 3 "B"

$$C := 6.5 \quad \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\phi := 31 \cdot \frac{\pi}{180} \quad \text{radianes}$$

$$\phi = 0.541 \quad \text{radianes}$$

$$\gamma := 1.28 \quad \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$H := 2.43 \quad \text{metros}$$

$$\beta := 21 \cdot \frac{\pi}{180} \quad \text{radianes}$$

$$\beta = 0.367 \quad \text{radianes}$$

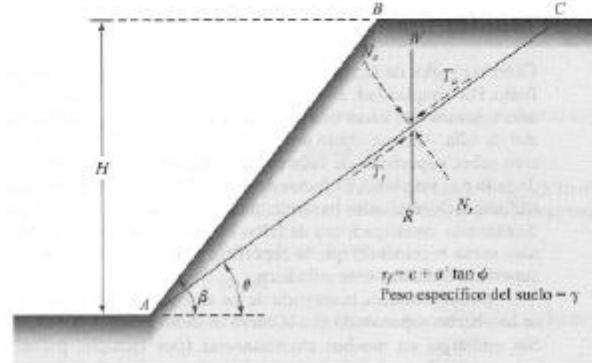
$$FS_S := \begin{bmatrix} \frac{4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1)} + 4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \\ \frac{4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) - 4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1)} + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \end{bmatrix}$$

$$FS_S = \begin{pmatrix} 48.287 \\ -1.604 \end{pmatrix}$$

(Elaboración propia, 2012)

6) *Análisis de estabilidad del perfil 6 por el método Culmann.*

Figura 65 (Repetición) Análisis de un talud finito; método de Culmann



$$FS_c = FC\phi = FS_s$$

$$FS_s = \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi d)} \text{ resolver, } \phi d \rightarrow \text{atan}\left(\frac{\tan(\phi)}{FS_s}\right)$$

$$FS_s = \frac{C}{Cd} \text{ resolver, } Cd \rightarrow \frac{C}{FS_s}$$

$$H = \frac{4 \cdot \frac{C}{FS_s} \left(\sin(\beta) \cdot \cos\left(\text{atan}\left(\frac{\tan(\phi)}{FS_s}\right)\right) \right)}{\gamma \left(1 - \cos\left(\beta - \text{atan}\left(\frac{\tan(\phi)}{FS_s}\right)\right) \right)} \text{ resolver, } FS_s \rightarrow \left[\frac{4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) - 4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1)} + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \right]$$

$$\left[\frac{4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1)} + 4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \right]$$

Perfil No. 6 Muestra 4

$$C := 3.3 \quad \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\phi := 27 \cdot \frac{\pi}{180} \quad \text{radianes}$$

$$\phi = 0.471 \quad \text{radianes}$$

$$\gamma := 1.22 \quad \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$H := 2.81 \quad \text{metros}$$

$$\beta := 68 \cdot \frac{\pi}{180} \quad \text{radianes}$$

$$\beta = 1.187 \quad \text{radianes}$$

$$FS_S := \left[\frac{4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1)} + 4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \right]$$

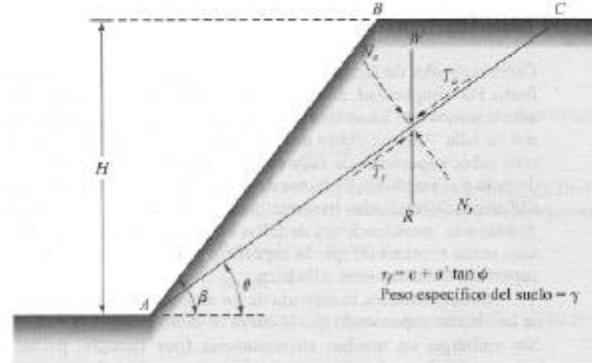
$$\left[\frac{4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) - 4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1)} + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \right]$$

$$FS_S = \begin{pmatrix} 6.432 \\ -2.909 \end{pmatrix}$$

(Elaboración propia, 2012)

7) *Análisis de estabilidad del perfil 7 por el método Culmann.*

Figura 65 (Repetición) Análisis de un talud finito; método de Culmann



$$FS_c = FC\phi = FS_s$$

$$FS_s = \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_d)} \text{ resolver, } \phi_d \rightarrow \text{atan}\left(\frac{\tan(\phi)}{FS_s}\right)$$

$$FS_s = \frac{C}{Cd} \text{ resolver, } Cd \rightarrow \frac{C}{FS_s}$$

$$H = \frac{4 \cdot \frac{C}{FS_s} \left(\sin(\beta) \cdot \cos\left(\text{atan}\left(\frac{\tan(\phi)}{FS_s}\right)\right) \right)}{\gamma \left(1 - \cos\left(\beta - \text{atan}\left(\frac{\tan(\phi)}{FS_s}\right)\right) \right)} \text{ resolver, } FS_s \rightarrow \left[\frac{4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) - 4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1)} + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \right]$$

$$\left[\frac{4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1)} + 4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \right]$$

Perfil No. 7 Muestra 5

$$C := 2.90 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\phi := 25 \cdot \frac{\pi}{180} \text{ radianes}$$

$$\phi = 0.436 \text{ radianes}$$

$$\gamma := 1.25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$H := 3.21 \text{ metros}$$

$$\beta := 33 \cdot \frac{\pi}{180} \text{ radianes}$$

$$\beta = 0.576 \text{ radianes}$$

$$FS_S := \left[\begin{array}{c} \frac{4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1) + 4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \\ \frac{4 \cdot C \cdot \sin(2 \cdot \beta) - 4 \cdot \sqrt{-C \cdot (2 \cdot C + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi)) \cdot (\cos(2 \cdot \beta) - 1) + \gamma \cdot H \cdot \sin(2 \cdot \beta) \cdot \tan(\phi)}}{2 \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos(\beta)^2} \end{array} \right]$$

$$FS_S = \begin{pmatrix} 11.274 \\ -0.935 \end{pmatrix}$$

(Elaboración propia, 2012)

2. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD CONSIDERANDO UNA SUPERFICIE DE FALLA CIRCULAR

a. Análisis del talud considerando una superficie de falla circular por el método de análisis total

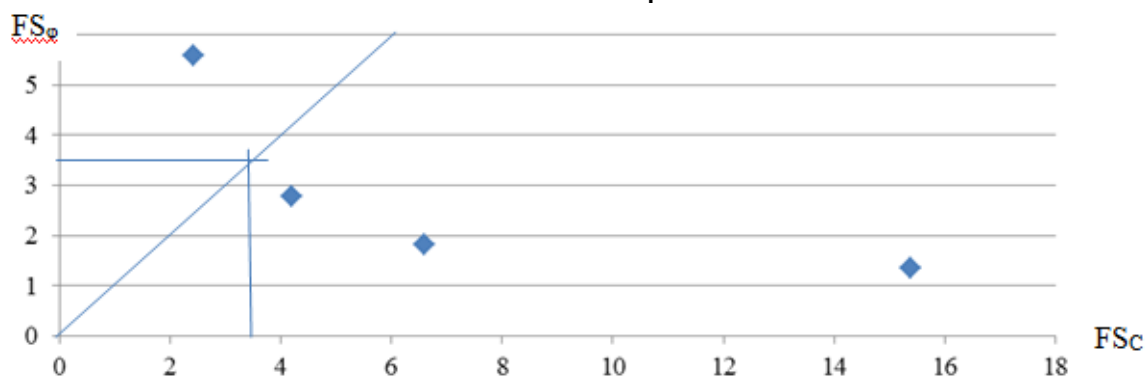
1) Análisis de estabilidad del perfil 1 por el método de masa total

Tabla 68 Resultados del análisis del perfil 1 del talud con el método de masa total en una superficie de falla circular

Perfil 1 - Muestra 1 Sup. Der.																																			
H =	2.84	m																																	
$\gamma =$	1.22	ton/m ³																																	
$\beta =$	24	°																																	
$\phi =$	26	°																																	
c =	0.8	ton/m ²																																	
			<table border="1"> <thead> <tr> <th>ϕ_d</th> <th>m</th> <th>c_d (Ton/m²)</th> <th>FS_c</th> <th>$\tan(\phi_d)$</th> <th>FS_ϕ</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>20</td> <td>0.015</td> <td>0.051972</td> <td>15.3929039</td> <td>0.363970234</td> <td>1.34003427</td> </tr> <tr> <td>15</td> <td>0.035</td> <td>0.121268</td> <td>6.5969588</td> <td>0.267949192</td> <td>1.8202428</td> </tr> <tr> <td>10</td> <td>0.055</td> <td>0.190564</td> <td>4.19806469</td> <td>0.176326981</td> <td>2.76606896</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>0.095</td> <td>0.329156</td> <td>2.43045851</td> <td>0.087488664</td> <td>5.574809</td> </tr> </tbody> </table>	ϕ_d	m	c_d (Ton/m ²)	FS_c	$\tan(\phi_d)$	FS_ϕ	20	0.015	0.051972	15.3929039	0.363970234	1.34003427	15	0.035	0.121268	6.5969588	0.267949192	1.8202428	10	0.055	0.190564	4.19806469	0.176326981	2.76606896	5	0.095	0.329156	2.43045851	0.087488664	5.574809		
ϕ_d	m	c_d (Ton/m ²)	FS_c	$\tan(\phi_d)$	FS_ϕ																														
20	0.015	0.051972	15.3929039	0.363970234	1.34003427																														
15	0.035	0.121268	6.5969588	0.267949192	1.8202428																														
10	0.055	0.190564	4.19806469	0.176326981	2.76606896																														
5	0.095	0.329156	2.43045851	0.087488664	5.574809																														
$c_d = 0.22857143$ ton/m ²			$\tau_d = 0.6803274$ ton/m ²																																
$\phi_d = 7.42857143$ °			$\tau = 2.4898958$ ton/m ²			FS = 3.5																													

(Elaboración propia, 2012)

Gráfica 37 FS_c - FS_ϕ e intersección para encontrar el valor de FS



(Elaboración propia, 2012)

2) Análisis de estabilidad del perfil 2 por el método de masa total

Tabla 69 Resultados del análisis del perfil 2 del talud con el método de masa total en una superficie de falla circular

Perfil 2 - Muestra 1			
H = 2.89	m	<p>Como no hay cohesión se utiliza la siguiente ecuación</p> $FS_{\phi} = \tan(\phi) / \tan(\beta)$	
$\gamma = 1.55$	ton/m ³		
$\beta = 25$	°		
$\phi = 31$	°		
c = 0	ton/m ²		
$\Phi_d = 9.37142891$	°	$\tau_d = 0.73928164 \text{ ton/m}^2$ $\tau = 2.69155514 \text{ ton/m}^2$	FS = 3.31

(Elaboración propia, 2012)

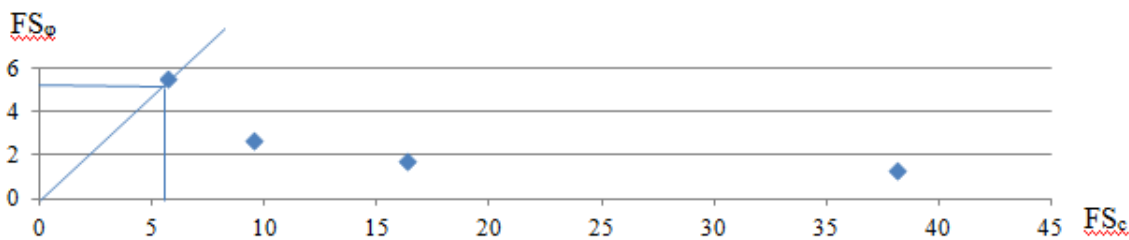
3) Análisis de estabilidad del perfil 3 por el método de masa total

Tabla 70 Resultados del análisis del perfil 3 del talud con el método de masa total en una superficie de falla circular

Perfil 3 - Muestra 2																																				
H = 2.41	m	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Φ_d</th> <th>m</th> <th>c_d (Ton/m²)</th> <th>FS_c</th> <th>$\tan(\phi_d)$</th> <th>FS_{ϕ}</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>20</td> <td>0.015</td> <td>0.041934</td> <td>38.1551963</td> <td>0.363970234</td> <td>1.34003427</td> </tr> <tr> <td>15</td> <td>0.035</td> <td>0.097846</td> <td>16.352227</td> <td>0.267949192</td> <td>1.8202428</td> </tr> <tr> <td>10</td> <td>0.06</td> <td>0.167736</td> <td>9.53879907</td> <td>0.176326981</td> <td>2.76606896</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>0.1</td> <td>0.27956</td> <td>5.72327944</td> <td>0.087488664</td> <td>5.574809</td> </tr> </tbody> </table>					Φ_d	m	c_d (Ton/m ²)	FS_c	$\tan(\phi_d)$	FS_{ϕ}	20	0.015	0.041934	38.1551963	0.363970234	1.34003427	15	0.035	0.097846	16.352227	0.267949192	1.8202428	10	0.06	0.167736	9.53879907	0.176326981	2.76606896	5	0.1	0.27956	5.72327944	0.087488664	5.574809
Φ_d	m	c_d (Ton/m ²)	FS_c	$\tan(\phi_d)$	FS_{ϕ}																															
20	0.015	0.041934	38.1551963	0.363970234	1.34003427																															
15	0.035	0.097846	16.352227	0.267949192	1.8202428																															
10	0.06	0.167736	9.53879907	0.176326981	2.76606896																															
5	0.1	0.27956	5.72327944	0.087488664	5.574809																															
$\gamma = 1.16$	ton/m ³																																			
$\beta = 24$	°																																			
$\phi = 26$	°																																			
c = 1.6	ton/m ²																																			
$c_d = 0.2909090$	ton/m ²	$\tau_d = 0.522089$	ton/m ²																																	
$\phi_d = 4.7272727$	°	$\tau = 2.9635052$	ton/m ²	FS = 5.5																																

(Elaboración propia, 2012)

Gráfica 38 $FS_c - FS_{\phi}$ e intersección para encontrar el valor de FS_s



(Elaboración propia, 2012).

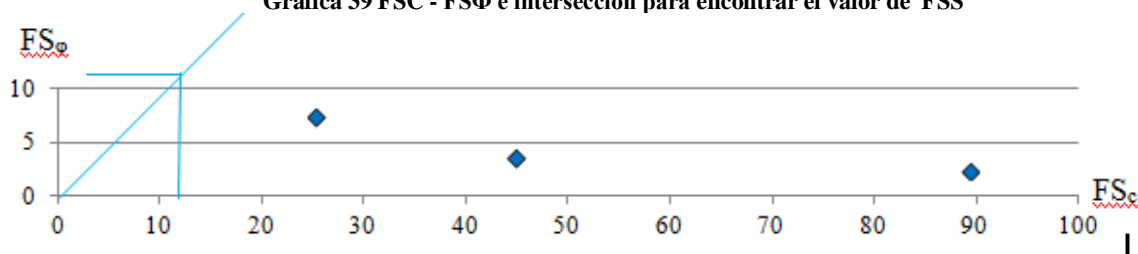
4) Análisis de estabilidad del perfil 4 por el método de masa total

Tabla 71 Resultados del análisis del perfil 4 del talud con el método de masa total en una superficie de falla circular

Perfil 4 - Muestra 3 "A"								
H =	2.43	m						
$\gamma =$	0.98	ton/m ³						
$\beta =$	21	°						
$\phi =$	33	°						
c =	5.1	ton/m ²						
			ϕ_d	m	c_d (Ton/m ²)	FS_c	$\tan(\phi_d)$	FS_ϕ
			15	0.024	0.0571536	89.2332242	0.267949192	2.42362213
			10	0.048	0.1143072	44.6166121	0.176326981	3.68297348
			5	0.085	0.202419	25.1952633	0.087488664	7.42276276
$c_d = 0.46363636$ ton/m ²			$\tau_d = 0.58844025$ ton/m ²					
$\phi_d = 3$ °			$\tau = 6.64649924$ ton/m ²				FS = 11	

(Elaboración propia, 2012).

Gráfica 39 FS_c - FS_ϕ e intersección para encontrar el valor de FSS



(Elaboración propia, 2012)

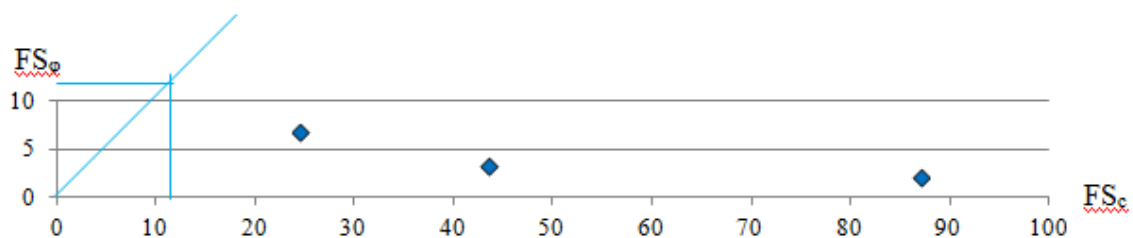
5) Análisis de estabilidad del perfil 5 por el método de masa total

Tabla 72 Resultados del análisis del perfil 5 del talud con el método de masa total en una superficie de falla circular

Perfil 5 - Muestra "B"								
H =	2.43	m						
$\gamma =$	1.28	ton/m ²						
$\beta =$	21	°						
$\phi =$	31	°						
c =	6.5	ton/m ²						
			ϕ_d	m	c_d (Ton/m ²)	FS_c	$\tan(\phi_d)$	FS_ϕ
			15	0.024	0.0746496	87.0734739	0.267949192	2.24244236
			10	0.048	0.1492992	43.536737	0.176326981	3.4076499
			5	0.085	0.264384	24.5854515	0.087488664	6.8678683
$c_d = 0.59090909$ ton/m ²			$\tau_d = 0.74402244$ ton/m ²					
$\phi_d = 2.81818182$ °			$\tau = 8.36891687$ ton/m ²				FS = 11	

(Elaboración propia, 2012)

Gráfica 40 FS_{Φ} - FS_{Φ} e intersección para encontrar el valor de FS_S



Gráfica 41 (Elaboración propia, 2012).

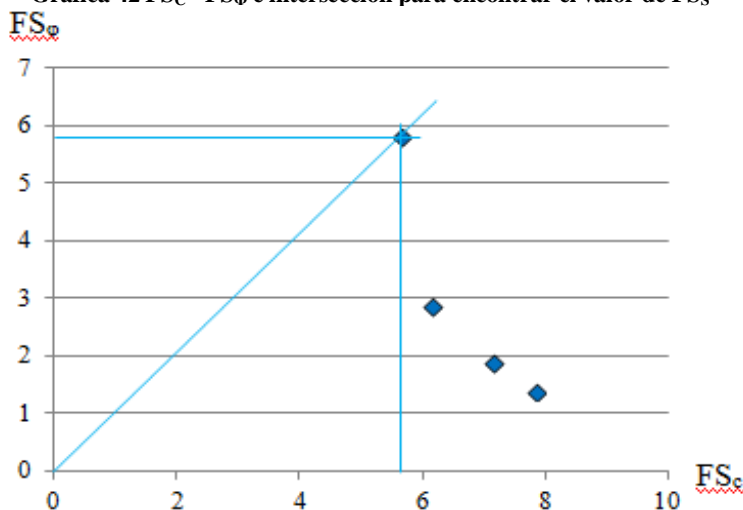
6) *Análisis de estabilidad del perfil 6 por el método del procedimiento de masa total*

Tabla 73 Resultados del análisis del perfil 6 del talud con el método de masa total en una superficie de falla circular

Perfil 6 - Muestra 4																																		
$H =$	2.81	m																																
$\gamma =$	1.22	ton/m^2																																
$\beta =$	68	$^{\circ}$																																
$\phi =$	27	$^{\circ}$																																
$c =$	3.3	ton/m^2																																
			<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>ϕ_d</th> <th>m</th> <th>c_d (Ton/m^2)</th> <th>FS_c</th> <th>$\tan(\phi_d)$</th> <th>FS_{Φ}</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">20</td> <td style="text-align: center;">0.123</td> <td style="text-align: center;">0.4216686</td> <td style="text-align: center;">7.82605107</td> <td style="text-align: center;">0.363970234</td> <td style="text-align: center;">1.39990967</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">15</td> <td style="text-align: center;">0.135</td> <td style="text-align: center;">0.462807</td> <td style="text-align: center;">7.13040209</td> <td style="text-align: center;">0.267949192</td> <td style="text-align: center;">1.90157487</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">10</td> <td style="text-align: center;">0.157</td> <td style="text-align: center;">0.5382274</td> <td style="text-align: center;">6.13123747</td> <td style="text-align: center;">0.176326981</td> <td style="text-align: center;">2.88966242</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">5</td> <td style="text-align: center;">0.170</td> <td style="text-align: center;">0.582794</td> <td style="text-align: center;">5.66237813</td> <td style="text-align: center;">0.087488664</td> <td style="text-align: center;">5.82390254</td> </tr> </tbody> </table>	ϕ_d	m	c_d (Ton/m^2)	FS_c	$\tan(\phi_d)$	FS_{Φ}	20	0.123	0.4216686	7.82605107	0.363970234	1.39990967	15	0.135	0.462807	7.13040209	0.267949192	1.90157487	10	0.157	0.5382274	6.13123747	0.176326981	2.88966242	5	0.170	0.582794	5.66237813	0.087488664	5.82390254	
ϕ_d	m	c_d (Ton/m^2)	FS_c	$\tan(\phi_d)$	FS_{Φ}																													
20	0.123	0.4216686	7.82605107	0.363970234	1.39990967																													
15	0.135	0.462807	7.13040209	0.267949192	1.90157487																													
10	0.157	0.5382274	6.13123747	0.176326981	2.88966242																													
5	0.170	0.582794	5.66237813	0.087488664	5.82390254																													
$c_d = 0.36666667 \text{ ton/m}^2$			$\tau_d = 0.54633102 \text{ ton/m}^2$																															
$\phi_d = 3 \text{ }^{\circ}$			$\tau = 5.04675515 \text{ ton/m}^2$																															
					$FS = 5.7$																													

(Elaboración propia, 2012)

Gráfica 42 FS_c - FS_{Φ} e intersección para encontrar el valor de FS_S



(Elaboración propia, 2012)

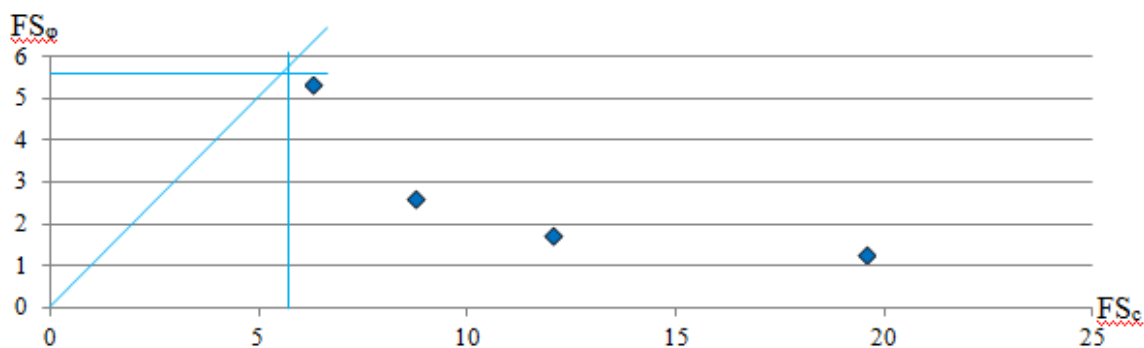
7) Análisis de estabilidad del perfil 7 por el método de masa total

Tabla 74 Resultados del análisis del perfil 7 del talud con el método masa total en una superficie de falla circular

Perfil 7 - Muestra 5								
H =	3.21	m	ϕ_d	m	c_d (Ton/m ²)	FS_c	$\tan(\phi_d)$	FS_ϕ
$\gamma =$	1.25	ton/m ²	20	0.037	0.1484625	19.533552 2	0.36397023 4	1.2811697 6
$\beta =$	33	°	15	0.06	0.24075	12.045690 6	0.26794919 2	1.7402838 7
$\phi =$	25	°	10	0.083	0.3330375	8.7077281 1	0.17632698 1	2.6445621 4
c =	2.9	ton/m ²	5	0.115	0.4614375	6.2847081 1	0.08748866 4	5.3299209 2
$c_d = 0.5043478 \text{ ton/m}^2$ $\tau_d = 0.8094176 \text{ ton/m}^2$ $\phi_d = 4.3478260 \text{ °}$ $\tau = 4.7710594 \text{ ton/m}^2$ FS = 5.75								

(Elaboración propia, 2012)

Gráfica 43 $FS_c - FS_\phi$ e intersección para encontrar el valor de FS_s

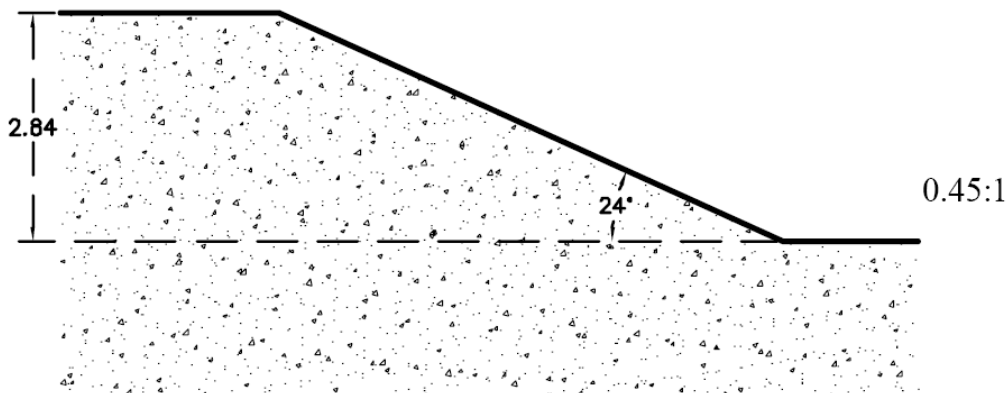


(Elaboración propia, 2012)

b. **Análisis del talud suponiendo una superficie de falla circular por el método de Fellenius.**

1) *Análisis de estabilidad del perfil 1 del talud por el criterio de Fellenius.*

Figura 148 Perfil 1 del talud



(Elaboración propia, 2012).

Análisis del talud

Muestra: 1 Sup. Der.

Método de análisis: Ordinario (Fellenius)

Dirección del movimiento: Izquierda a derecha

Número de dovelas: 30

Propiedades del talud

Peso unitario: 1.22Ton/m³

Cohesión': 0.8 Ton/m²

Phi': 26°

Phi-B: 0°

Altura (H): 2.84 m

β: 24°

Resultados de la análisis del talud

Radio: 6.228 m

Centro de giro: (9.395, 10.506) m

Volumen total: 13.179 m³

Peso total: 16.079 Ton

Momento resistente total: 90.582 Ton.m

Momento actuante total: 28.664 Ton.m

FS: 3.610

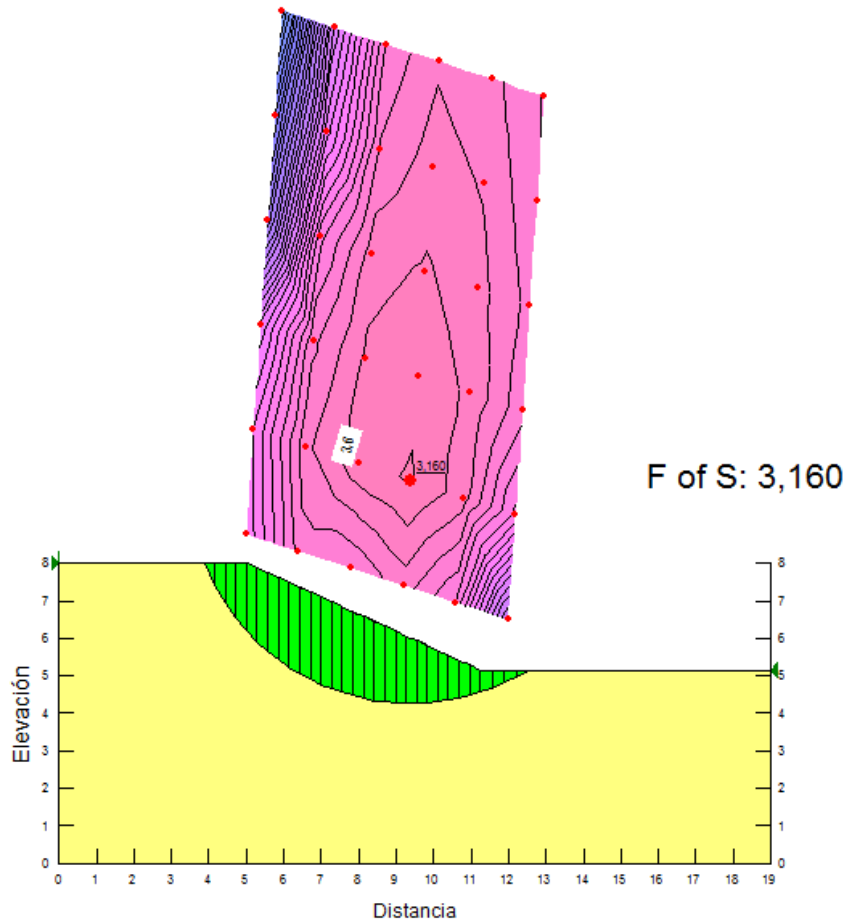
Tabla 75 Resultados del análisis de las dovelas en el análisis por el método de Fellenius del perfil 2

Análisis de dovelas						
Dovela No.	X (m)	Y (m)	PWP (F/m²)	Esfuerzo normal en la base (Ton/m²)	Fuerza de fricción (Ton/m²)	Fuerza de cohesión (Ton/m²)
1	3.8563107	7.6797686	0	0.080693446	0.03935682	0.8
2	4.1830791	7.1088479	0	0.32412826	0.15808792	0.8
3	4.5098475	6.651092	0	0.63144319	0.30797542	0.8
4	4.8366158	6.2682664	0	0.97936949	0.47767042	0.8
5	5.1488095	5.9536957	0	1.2908095	0.62956988	0.8
6	5.4464286	5.6927997	0	1.5344855	0.74841857	0.8
7	5.7440476	5.4629779	0	1.7601003	0.85845828	0.8
8	6.0416667	5.260113	0	1.9630119	0.95742487	0.8
9	6.3392857	5.0811609	0	2.1396106	1.0435578	0.8
10	6.6369048	4.9238093	0	2.2871326	1.1155091	0.8
11	6.9345238	4.7862672	0	2.4035282	1.1722791	0.8
12	7.2321429	4.6671289	0	2.4873662	1.2131696	0.8
13	7.5297619	4.5652833	0	2.5377621	1.2377493	0.8
14	7.827381	4.4798507	0	2.5543249	1.2458275	0.8
15	8.125	4.4101391	0	2.5371156	1.237434	0.8
16	8.422619	4.3556123	0	2.4866162	1.2128037	0.8
17	8.7202381	4.315868	0	2.403706	1.1723657	0.8
18	9.0178571	4.2906221	0	2.2896442	1.1167341	0.8
19	9.3154762	4.2796975	0	2.1460581	1.0467025	0.8
20	9.6130952	4.2830189	0	1.9749355	0.96324038	0.8
21	9.9107143	4.3006091	0	1.7786213	0.86749156	0.8
22	10.208333	4.3325903	0	1.5598192	0.76077467	0.8
23	10.505952	4.3791885	0	1.3215965	0.6445857	0.8
24	10.803571	4.4407414	0	1.0673937	0.52060271	0.8
25	11.10119	4.5177114	0	0.8010393	0.39069297	0.8
26	11.384093	4.6053253	0	0.60763595	0.29636385	0.8
27	11.652279	4.7026981	0	0.48457565	0.23634334	0.8
28	11.920465	4.8143692	0	0.35229145	0.17182402	0.8
29	12.18865	4.9412019	0	0.21319067	0.10398004	0.8
30	12.456836	5.0842639	0	0.070051428	0.03416637	0.8

(Elaboración propia, 2012)

Gráfica 44 Análisis del perfil 1 del talud con el principio de dovelas y el principio de Fellenius

Name: Muestra 1 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 1,22 F/m³ Cohesion': 0,8 F/m² Phi': 26 °

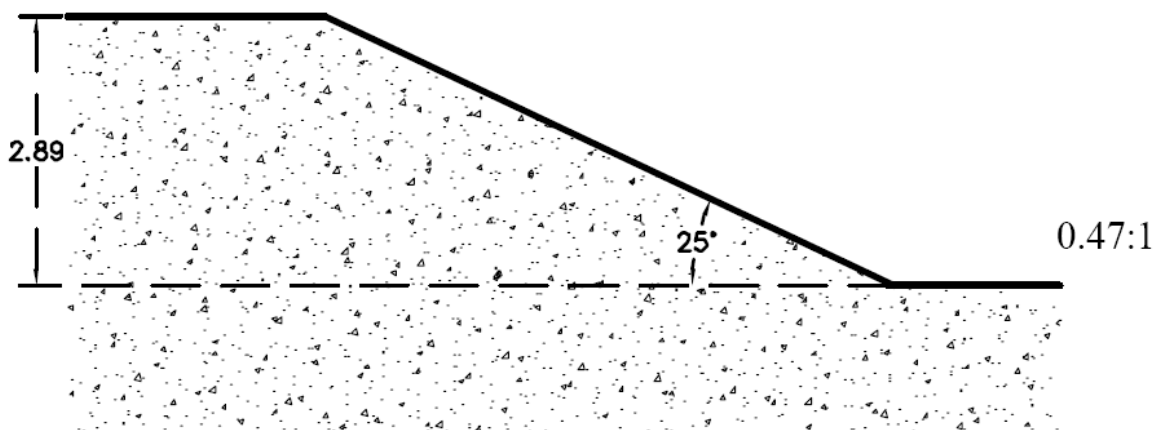


F of S: 3,160

(Elaboración propia, 2012)

2) *Análisis de estabilidad del perfil 2 del talud por el criterio de Fellenius.*

Figura 149 Perfil 2 del talud



(Elaboración propia, 2012)

Análisis del talud

Muestra: 1

Método de análisis: Ordinario (Fellenius)

Dirección del movimiento: Izquierda a derecha

Número de dovelas: 30

Propiedades del talud

Peso unitario: 1.55Ton/m³

Cohesión': 0 Ton/m²

Phi': 31°

Phi-B: 0°

Altura (H): 2.89 m

β: 25°

Resultados de la análisis del talud

Radio: 9.080 m

Centro de giro: (11.400, 14.317) m

Volumen total: 2.764 m³

Peso total: 4.284 Ton

Momento resistente total: 20.956 Ton.m

Momento actuante total: 16.02Ton.m

FS: 1.308

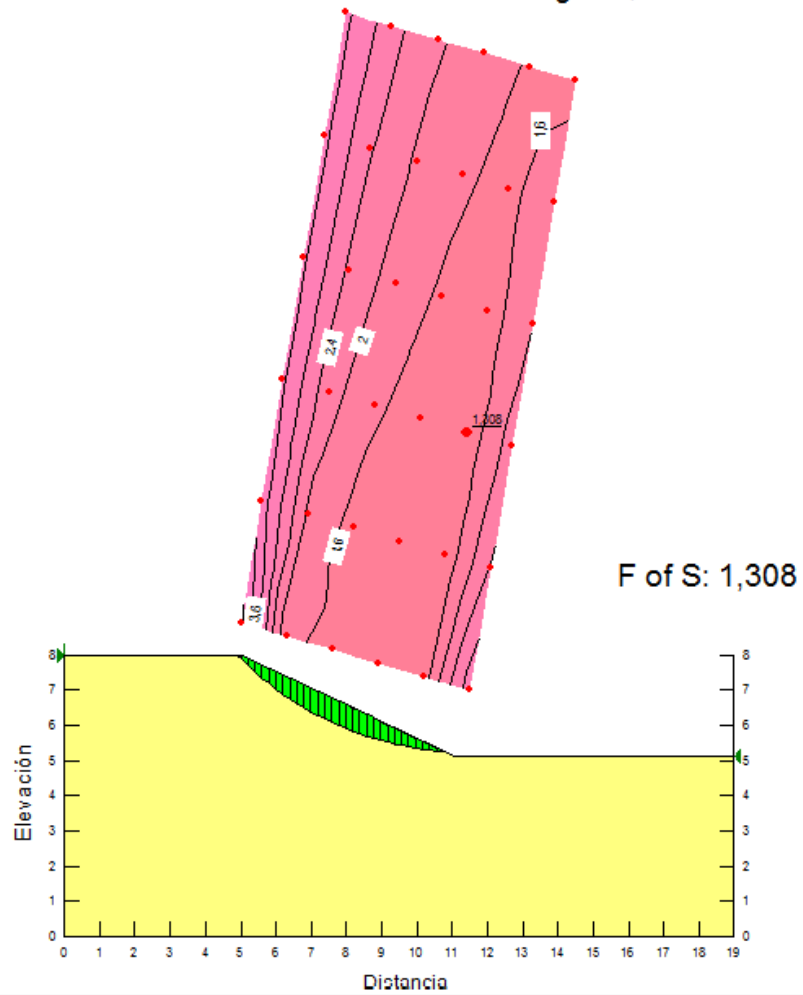
Tabla 76 Resultados del análisis de las dovelas en el análisis por el método de Fellenius del perfil 2

Análisis de dovelas						
Dovela No.	X (m)	Y (m)	PWP (F/m²)	Esfuerzo normal en la base (Ton/m²)	Fuerza de fricción (Ton/m²)	Fuerza de cohesión (Ton/m²)
1	4.938495	7.9377024	0	0.047662445	0.02863848	0
2	5.0991093	7.779877	0	0.13891221	0.08346687	0
3	5.297328	7.5943795	0	0.22424505	0.13474002	0
4	5.4955466	7.4195685	0	0.30791	0.18501099	0
5	5.6937653	7.254649	0	0.38886151	0.23365157	0
6	5.8919839	7.0989414	0	0.46616835	0.2801022	0
7	6.0902026	6.9518607	0	0.53900076	0.32386433	0
8	6.2884212	6.8128987	0	0.60661991	0.36449402	0
9	6.4866399	6.6816115	0	0.66836916	0.40159671	0
10	6.6848585	6.5576091	0	0.72366663	0.43482278	0
11	6.8830772	6.440547	0	0.77199905	0.46386382	0
12	7.0812958	6.3301197	0	0.81291634	0.48844942	0
13	7.2795145	6.2260553	0	0.84602714	0.50834439	0
14	7.4777331	6.1281109	0	0.87099474	0.52334644	0
15	7.6759518	6.0360692	0	0.88753373	0.53328407	0
16	7.8741704	5.9497353	0	0.89540697	0.53801479	0
17	8.0723891	5.868934	0	0.89442295	0.53742352	0
18	8.2706077	5.7935079	0	0.88443347	0.53142124	0
19	8.4688264	5.7233153	0	0.86533165	0.51994371	0
20	8.6670451	5.6582289	0	0.83705009	0.50295043	0
21	8.8652637	5.5981342	0	0.79955928	0.48042369	0
22	9.0634824	5.5429287	0	0.75286624	0.45236767	0
23	9.261701	5.4925204	0	0.69701321	0.41880779	0
24	9.4599197	5.4468276	0	0.6320766	0.37978994	0
25	9.6581383	5.4057777	0	0.55816603	0.33537998	0
26	9.856357	5.3693068	0	0.47542344	0.28566322	0
27	1.,054576	5.337359	0	0.38402239	0.23074393	0
28	10.252794	5.3098862	0	0.28416741	0.170745	0
29	10.451013	5.2868474	0	0.17609344	0.10580761	0
30	10.649232	5.2682089	0	0.060065388	0.03609092	0

(Elaboración propia, 2012)

Gráfica 45 Análisis del perfil 2 del talud con el principio de dovelas y el principio de Fellenius

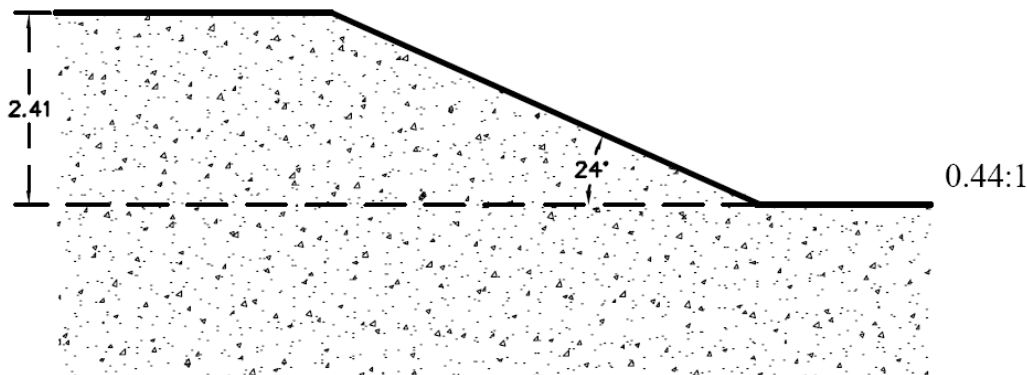
Name: Muestra 2 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 1,55 F/m³ Cohesion': 0 F/m² Phi': 31 °



(Elaboración propia, 2012).

3) Análisis de estabilidad del perfil 3 del talud por el criterio de Fellenius.

Figura 150 Perfil 3 del talud



(Elaboración propia, 2012)

Análisis del talud

Muestra: 2

Método de análisis: Ordinario (Fellenius)

Dirección del movimiento: Izquierda a derecha

Número de dovelas: 30

Propiedades del talud

Peso unitario: 1.16 Ton/m³

Cohesión': 1.6 Ton/m²

Phi': 26°

Phi-B: 0°

Altura (H): 2.41 m

β: 24°

Resultados de la análisis del talud

Radio: 5.296 m

Centro de giro: (8.442, 9.379) m

Volumen total: 16.854 m³

Peso total: 19.55 Ton

Momento resistente total: 137.9 Ton.m

Momento actuante total: 24.928 Ton.m

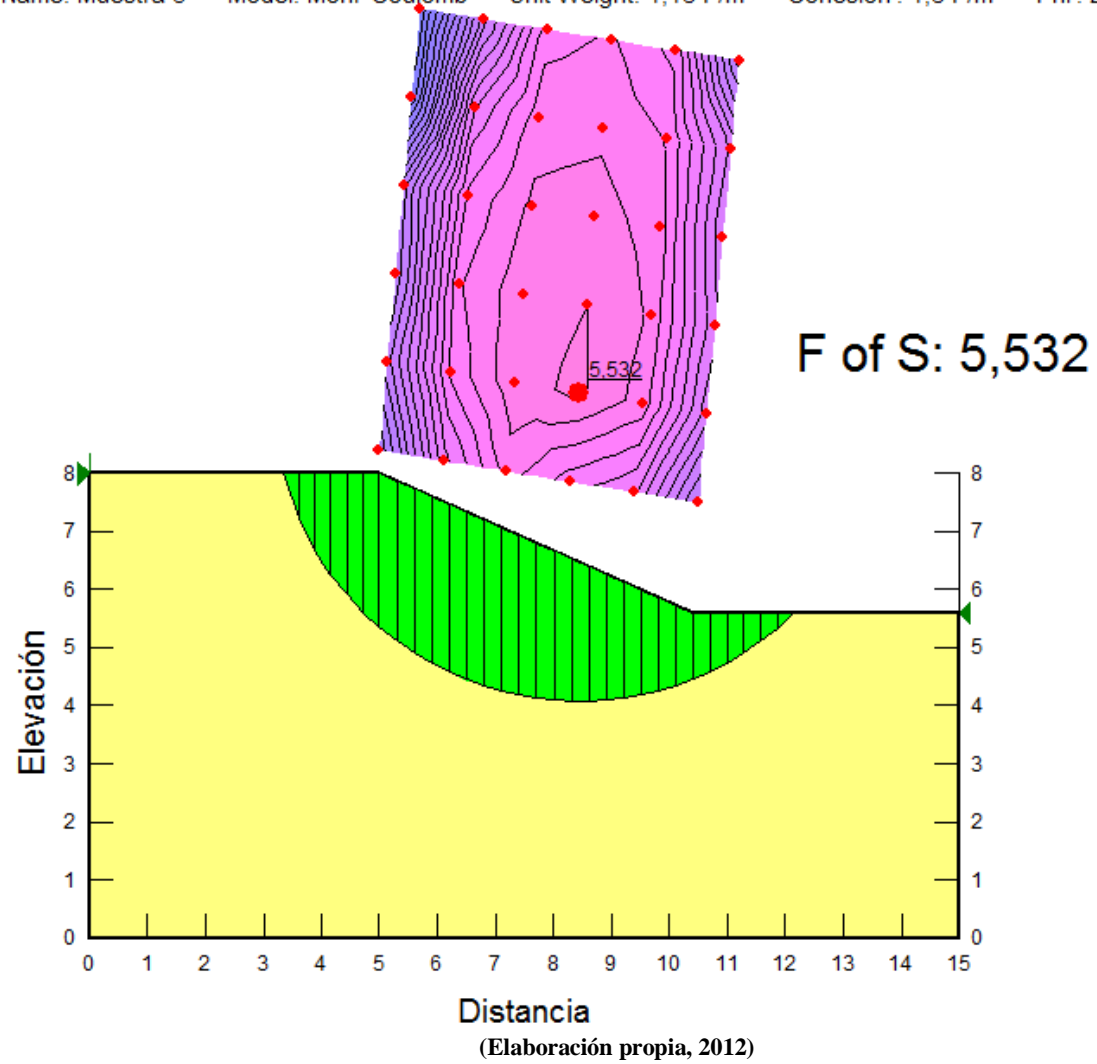
FS: 5.532

Tabla 77 Resultados del análisis de las dovelas en el análisis por el método de Fellenius del perfil 3

Análisis de dovelas						
Dovela No.	X (m)	Y (m)	PWP (F/m²)	Esfuerzo normal en la base (Ton/m²)	Fuerza de fricción (Ton/m²)	Fuerza de cohesión (Ton/m²)
1	3.4677099	7.6085472	0	0.051038012	0.02489290	1.6
2	3.7463081	6.9479958	0	0.25789508	0.12578383	1.6
3	4.0249063	6.4675451	0	0.53834468	0.26256825	1.6
4	4.3035045	6.0813657	0	0.86426755	0.42153145	1.6
5	4.5821027	5.7580434	0	1.2173191	0.59372621	1.6
6	4.8607009	5.4815478	0	1.5839683	0.77255295	1.6
7	5.1505556	5.2339961	0	1.9201638	0.93652645	1.6
8	5.4516667	5.0113688	0	2.2017984	1.0738888	1.6
9	5.7527778	4.8194986	0	2.4491869	1.1945483	1.6
10	6.0538889	4.6546064	0	2.6580064	1.2963964	1.6
11	6.355	4.5139302	0	2.8251595	1.3779224	1.6
12	6.6561111	4.3954074	0	2.9485736	1.4381155	1.6
13	6.9572222	4.2974801	0	3.0270607	1.4763961	1.6
14	7.2583333	4.2189703	0	3.0602163	1.4925672	1.6
15	7.5594444	4.1589985	0	3.0483471	1.4867782	1.6
16	7.8605556	4.1169283	0	2.992418	1.4594998	1.6
17	8.1616667	4.0923309	0	2.8940153	1.4115056	1.6
18	8.4627778	4.084962	0	2.7553221	1.3438604	1.6
19	8.7638889	4.0947491	0	2.5791049	1.2579135	1.6
20	9.065	4.1217885	0	2.3687093	1.1552967	1.6
21	9.3661111	4.1663495	0	2.1280659	1.0379271	1.6
22	9.6672222	4.2288886	0	1.8617057	0.90801452	1.6
23	9.9683333	4.3100737	0	1.5747865	0.76807468	1.6
24	10.269444	4.4108228	0	1.2731329	0.62094841	1.6
25	10.563486	4.5290029	0	1.0329885	0.50382215	1.6
26	10.850459	4.6651178	0	0.85067157	0.41490025	1.6
27	11.137432	4.8233691	0	0.65860751	0.32122434	1.6
28	11.424404	5.0061757	0	0.46214933	0.22540529	1.6
29	11.711377	5.2167985	0	0.26767582	0.13055422	1.6
30	11.99835	5.459767	0	0.082832773	0.04040024	1.6

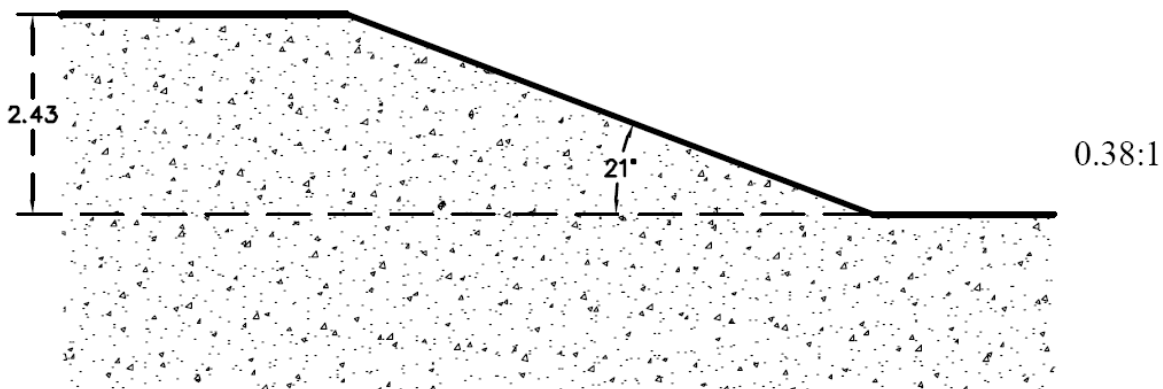
(Elaboración propia, 2012)

Gráfica 46 Análisis del perfil 3 del talud con el principio de dovelas y el principio de Fellenius
Name: Muestra 3 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 1,16 F/m³ Cohesion: 1,6 F/m² Phi: 26 °



4) Análisis de estabilidad del perfil 4 del talud por el criterio de Fellenius.

Figura 151 Perfil 4 del talud



(Elaboración propia, 2012)

Análisis del talud

Muestra: 3 "A"

Método de análisis: Ordinario (Fellenius)

Dirección del movimiento: Izquierda a derecha

Número de dovelas: 30

Propiedades del talud

Peso unitario: 0.98Ton/m³

Cohesión': 5.1Ton/m²

Phi': 33°

Phi-B: 0°

Altura (H): 2.43 m

β: 21°

Resultados de la análisis del talud

Radio: 7.045 m

Centro de giro: (8.918, 10.701) m

Volumen total: 24.893 m³

Peso total: 24.395 Ton

Momento resistente total: 589.31 Ton.m

Momento actuante total: 35.514 Ton.m

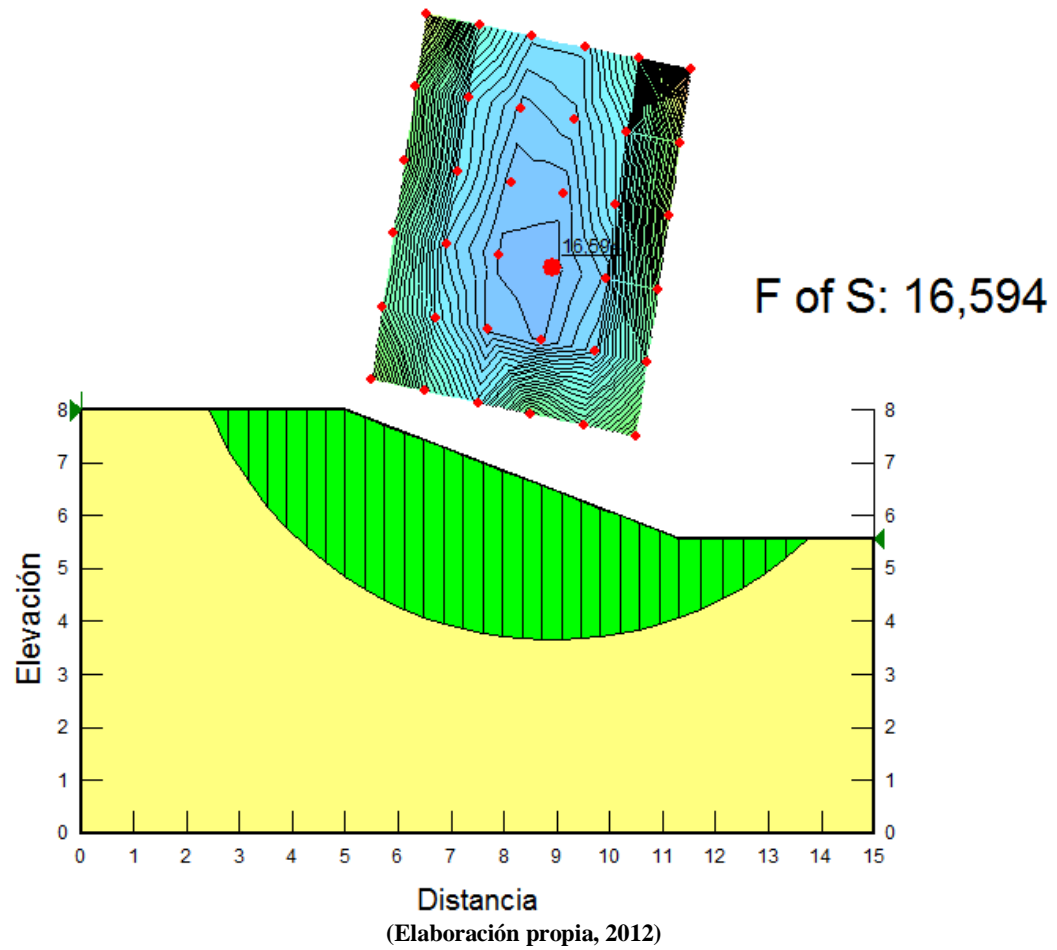
FS: 16.594

Tabla 78 Resultados del análisis de las dovelas en el análisis por el método de Fellenius del perfil 4

Análisis de dovelas						
Dovela No.	X (m)	Y (m)	PWP (F/m²)	Esfuerzo normal en la base (Ton/m²)	Fuerza de fricción (Ton/m²)	Fuerza de cohesión (Ton/m²)
1	2.5960732	7.6205255	0	0.071362176	0.04634313	5.1
2	2.9659081	6.9478095	0	0.29337673	0.19052108	5.1
3	3.335743	6.4138013	0	0.57674363	0.37454169	5.1
4	3.7055779	5.9693361	0	0.89907356	0.5838652	5.1
5	4.0754128	5.5904223	0	1.2442646	0.80803491	5.1
6	4.4452477	5.2631137	0	1.5998538	1.0389572	5.1
7	4.8150826	4.9784427	0	1.955798	1.2701101	5.1
8	5.1857353	4.7297754	0	2.2541659	1.4638724	5.1
9	5.5572059	4.512815	0	2.4767986	1.6084518	5.1
10	5.9286765	4.3248673	0	2.6655498	1.7310283	5.1
11	6.3001471	4.163417	0	2.8177596	1.8298745	5.1
12	6.6716176	4.0265325	0	2.9315602	1.9037775	5.1
13	7.0430882	3.9127215	0	3.0057831	1.9519784	5.1
14	7.4145588	3.8208351	0	3.0398893	1.9741272	5.1
15	7.7860294	3.7500007	0	3.0339187	1.9702498	5.1
16	8.1575	3.6995776	0	2.9884517	1.9407233	5.1
17	8.5289706	3.6691253	0	2.9045828	1.8862581	5.1
18	8.9004412	3.658384	0	2.7839016	1.8078868	5.1
19	9.2719118	3.6672631	0	2.628483	1.7069568	5.1
20	9.6433824	3.6958376	0	2.4408831	1.585128	5.1
21	10.014853	3.7443507	0	2.2241422	1.4443748	5.1
22	10.386324	3.813225	0	1.9817955	1.2869931	5.1
23	10.757794	3.9030813	0	1.7178905	1.1156111	5.1
24	11.129265	4.0147682	0	1.4370132	0.9332073	5.1
25	11.517565	4.1566499	0	1.1963386	0.77691139	5.1
26	11.922696	4.3326779	0	0.99180942	0.64408857	5.1
27	12.327826	4.5403579	0	0.77244005	0.50162843	5.1
28	12.732956	4.7830438	0	0.54483007	0.35381678	5.1
29	13.138086	5.0652942	0	0.3169245	0.20581317	5.1
30	13.543217	5.3934847	0	0.098323903	0.06385228	5.1

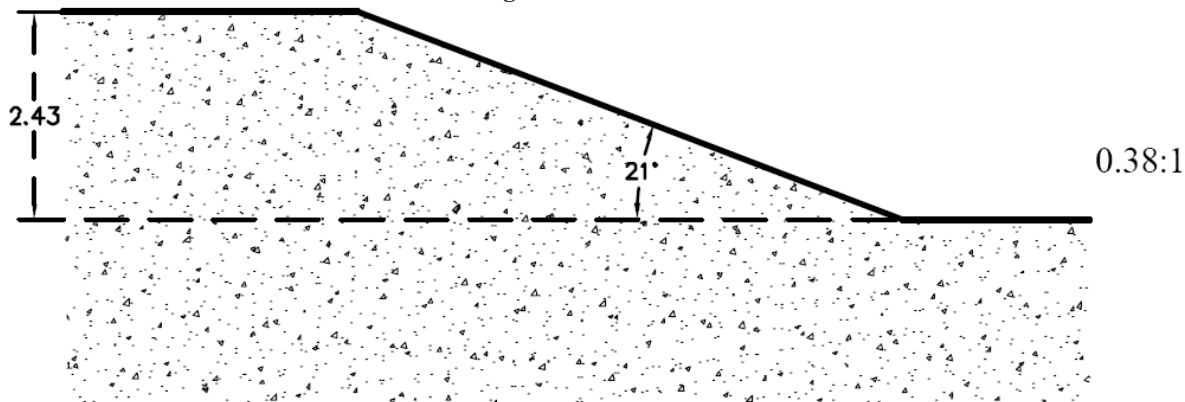
(Elaboración propia, 2012)

Figura 152 Análisis del perfil 3 del talud con el principio de dovelas y el principio de Fellenius
Name: Muestra 4 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 0,98 F/m³ Cohesion': 5,1 F/m² Phi': 33 °



5) *Análisis de estabilidad del perfil 5 del talud por el criterio de Fellenius.*

Figura 153 Perfil 5 del talud



(Elaboración propia, 2012).

Análisis del talud

Muestra: 3 "B"

Método de análisis: Ordinario (Fellenius)

Dirección del movimiento: Izquierda a derecha

Número de dovelas: 30

Propiedades del talud

Peso unitario: 1.28Ton/m³

Cohesión': 6.5 Ton/m²

Phi': 31°

Phi-B: 0°

Altura (H): 2.43 m

β: 21°

Resultados de la análisis del talud

Radio: 6.428 m

Centro de giro: (8.902, 10.075) m

Volumen total: 23.579 m³

Peso total: 30.182 Ton

Momento resistente total: 650.540 Ton.m

Momento actuante total: 40.487 Ton.m

FS: 16.068

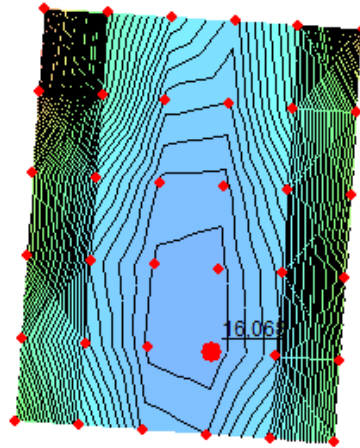
Tabla 79 Resultados del análisis de las dovelas en el análisis por el método de Fellenius del perfil 5

Análisis de dovelas						
Dovela No.	X (m)	Y (m)	PWP (F/m²)	Esfuerzo normal en la base (Ton/m²)	Fuerza de fricción (Ton/m²)	Fuerza de cohesión (Ton/m²)
1	2.999906	7.5713569	0	0.083670093	0.05027406	6.5
2	3.3635594	6.8321677	0	0.38162497	0.22930341	6.5
3	3.7272129	6.2740698	0	0.77417549	0.46517157	6.5
4	4.0908664	5.8208805	0	1.2238734	0.73537733	6.5
5	4.4545198	5.4407417	0	1.7052414	1.0246124	6.5
6	4.8181733	5.1164853	0	2.199136	1.3213742	6.5
7	5.1754167	4.8418123	0	2.6249343	1.5772197	6.5
8	5.52625	4.6085649	0	2.9549082	1.775488	6.5
9	5.8770833	4.4066221	0	3.2437269	1.9490277	6.5
10	6.2279167	4.2327162	0	3.4867947	2.0950776	6.5
11	6.57875	4.0843918	0	3.6807517	2.2116188	6.5
12	6.9295833	3.9597786	0	3.8232994	2.29727	6.5
13	7.2804167	3.8574447	0	3.9130747	2.3512125	6.5
14	7.63125	3.7763001	0	3.9495588	2.3731344	6.5
15	7.9820833	3.715531	0	3.9330091	2.3631903	6.5
16	8.3329167	3.6745549	0	3.8644104	2.321972	6.5
17	8.68375	3.652992	0	3.7454411	2.2504881	6.5
18	9.0345833	3.650646	0	3.578451	2.1501503	6.5
19	9.3854167	3.6674958	0	3.3664503	2.0227674	6.5
20	9.73625	3.7036943	0	3.1131085	1.8705443	6.5
21	10.087083	3.759575	0	2.8227631	1.6960872	6.5
22	10.437917	3.8356686	0	2.5004396	1.5024157	6.5
23	10.78875	3.9327289	0	2.1518825	1.2929814	6.5
24	11.139583	4.0517733	0	1.7836011	1.0716956	6.5
25	11.496039	4.1968262	0	1.4711769	0.88397228	6.5
26	11.858116	4.3705289	0	1.2103211	0.7272343	6.5
27	12.220193	4.5735318	0	0.9352627	0.56196252	6.5
28	12.58227	4.8092474	0	0.65421479	0.39309191	6.5
29	12.944347	5.0823494	0	0.37703776	0.22654714	6.5
30	13.306424	5.3994628	0	0.1156581	0.06949440	6.5

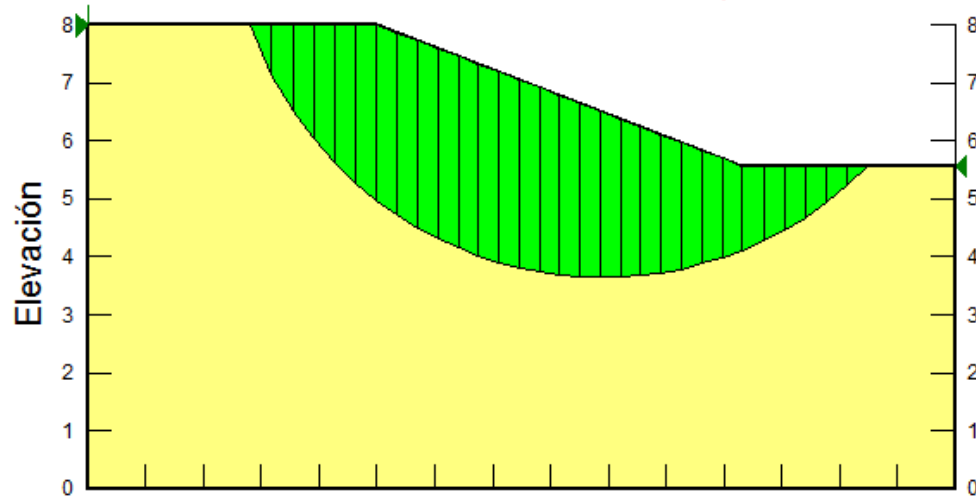
(Elaboración propia, 2012)

Gráfica 47 Análisis del perfil 5 del talud con el principio de dovelas y el principio de Fellenius

Name: Muestra 5 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 1,28 F/m³ Cohesion: 6,5 F/m² Phi: 31 °

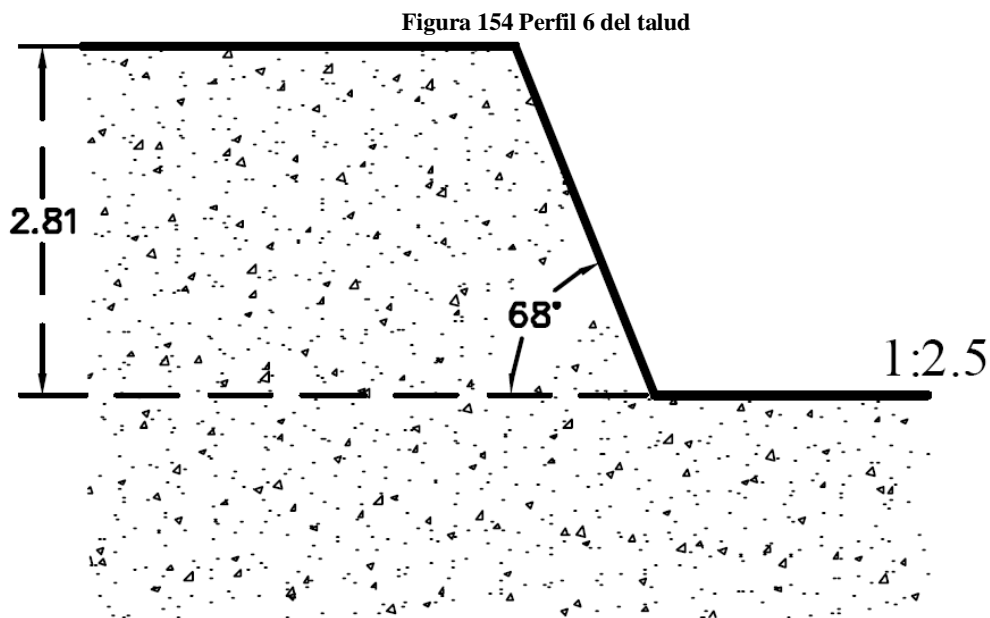


F of S: 16,068



(Elaboración propia, 2012)

6) *Análisis de estabilidad del perfil 6 del talud por el criterio de Fellenius.*



(Elaboración propia, 2012)

Análisis del talud

Muestra: 4

Método de análisis: Ordinario (Fellenius)

Dirección del movimiento: Izquierda a derecha

Número de dovelas: 30

Propiedades del talud

Peso unitario: 1.22 Ton/m³

Cohesión': 3.3 Ton/m²

Phi': 27°

Phi-B: 0 °

Altura (H): 2.81 m

β: 68°

Resultados de la análisis del talud

Radio: 4.504 m

Centro de giro: (9.801, 9.689) m

Volumen total: 5.0334 m³

Peso total: 6.141 Ton

Momento resistente total: 80.672 Ton.m

Momento actuante total: 14.427 Ton.m

FS: 5.592

Tabla 80 Resultados del análisis de las dovelas en el análisis por el método de Fellenius del perfil 6

Análisis de dovelas						
Dovela No.	X (m)	Y (m)	PWP (F/m²)	Esfuerzo normal en la base (Ton/m²)	Fuerza de fricción (Ton/m²)	Fuerza de cohesión (Ton/m²)
1	5.684535	7.8659189	0	0.026815301	0.01366307	3.3
2	5.8032768	7.6172555	0	0.098831961	0.05035739	3.3
3	5.9220186	7.4019616	0	0.18816537	0.09587504	3.3
4	6.0407604	7.2111406	0	0.29132779	0.14843892	3.3
5	6.1595022	7.0394234	0	0.40559197	0.20665943	3.3
6	6.278244	6.8832633	0	0.52872615	0.26939943	3.3
7	6.3969858	6.7401677	0	0.65884777	0.33569971	3.3
8	6.5157276	6.6083039	0	0.79433424	0.40473351	3.3
9	6.6344694	6.486277	0	0.93376459	0.47577682	3.3
10	6.7532112	6.3729963	0	1.0758793	0.54818787	3.3
11	6.871953	6.2675895	0	1.2195513	0.62139242	3.3
12	6.9906947	6.169347	0	1.3637649	0.69487291	3.3
13	7.1094365	6.0776825	0	1.5075993	0.76816019	3.3
14	7.2281783	5.9921053	0	1.650216	0.84082706	3.3
15	7.3469201	5.9122008	0	1.7908491	0.91248318	3.3
16	7.4656619	5.8376152	0	1.9287967	0.98277102	3.3
17	7.5844037	5.7680445	0	2.063415	1.0513625	3.3
18	7.7031455	5.7032255	0	2.1941124	1.1179561	3.3
19	7.8218873	5.6429296	0	2.3203452	1.1822749	3.3
20	7.9406291	5.5869571	0	2.4416137	1.2440643	3.3
21	8.0551785	5.5368257	0	2.4104146	1.2281676	3.3
22	8.1655355	5.4921185	0	2.2174789	1.1298619	3.3
23	8.2758926	5.4507564	0	2.0078144	1.0230325	3.3
24	8.3862496	5.412642	0	1.7823493	0.90815231	3.3
25	8.4966066	5.3776892	0	1.542036	0.78570657	3.3
26	8.6069636	5.3458216	0	1.28785	0.65619235	3.3
27	8.7173206	5.3169716	0	1.020789	0.520118	3.3
28	8.8276777	5.2910799	0	0.74187215	0.37800274	3.3
29	8.9380347	5.2680944	0	0.45213904	0.23037635	3.3
30	9.0483917	5.2479699	0	0.1526495	0.07777881	3.3

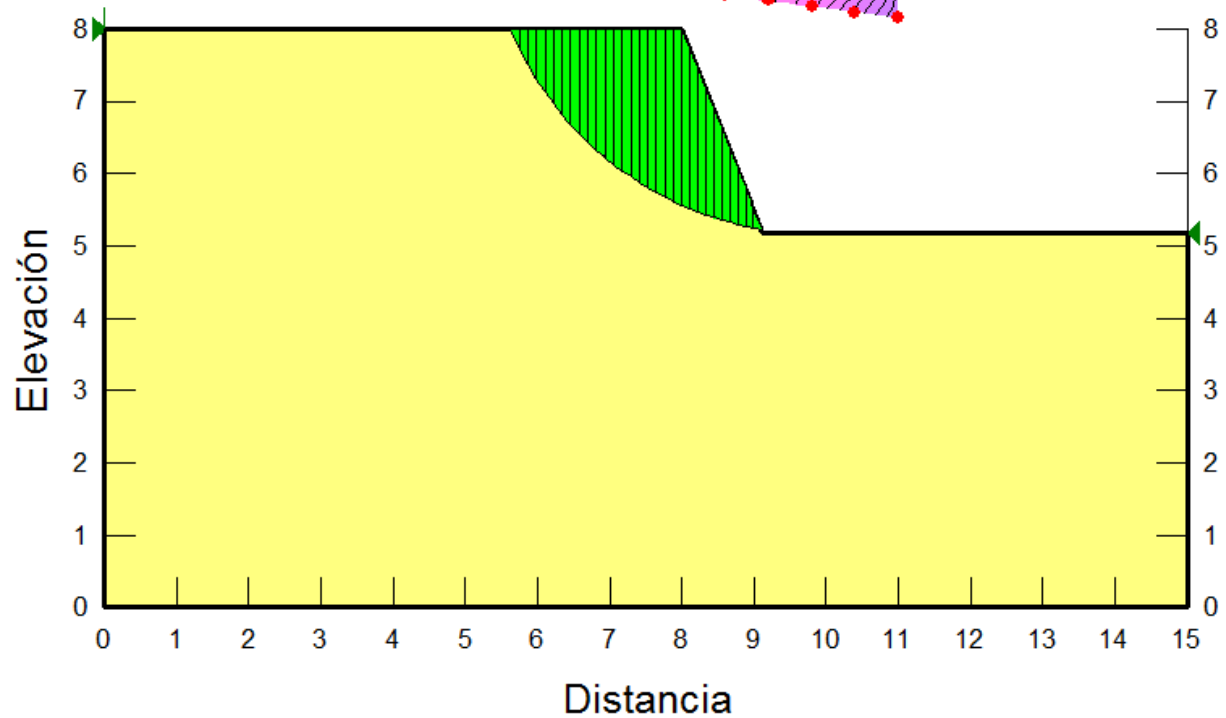
(Elaboración propia, 2012)

Gráfica 48 Análisis del perfil 6 del talud con el principio de dovelas y el principio de Fellenius

Name: Muestra 6 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 1,22 F/m³ Cohesion': 3,3 F/m² Phi': 27 °



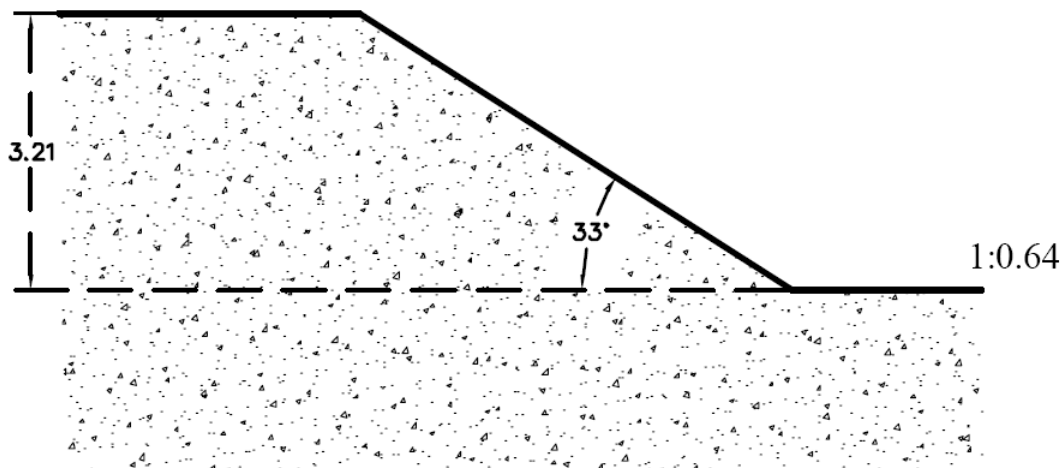
F of S: 5,592



(Elaboración propia, 2012)

7) *Análisis de estabilidad del perfil 7 del talud por el criterio de Fellenius.*

Figura 155 Perfil 7 del talud



(Elaboración propia, 2012

Análisis del talud

Muestra: 5

Método de análisis: Ordinario (Fellenius)

Dirección del movimiento: Izquierda a derecha

Número de dovelas: 30

Propiedades del talud

Peso unitario: 1.25 Ton/m³

Cohesión': 2.9 Ton/m²

Phi': 25°

Phi-B: 0 °

Altura (H): 3.21 m

β: 33°

Resultados de la análisis del talud

Radio: 6.102 m

Centro de giro: (8.443, 9.534) m

Volumen total: 20.50 m³

Peso total: 25.624 Ton

Momento resistente total: 279.21 Ton.m

Momento actuante total: 47.084 Ton.m

FS: 5.930

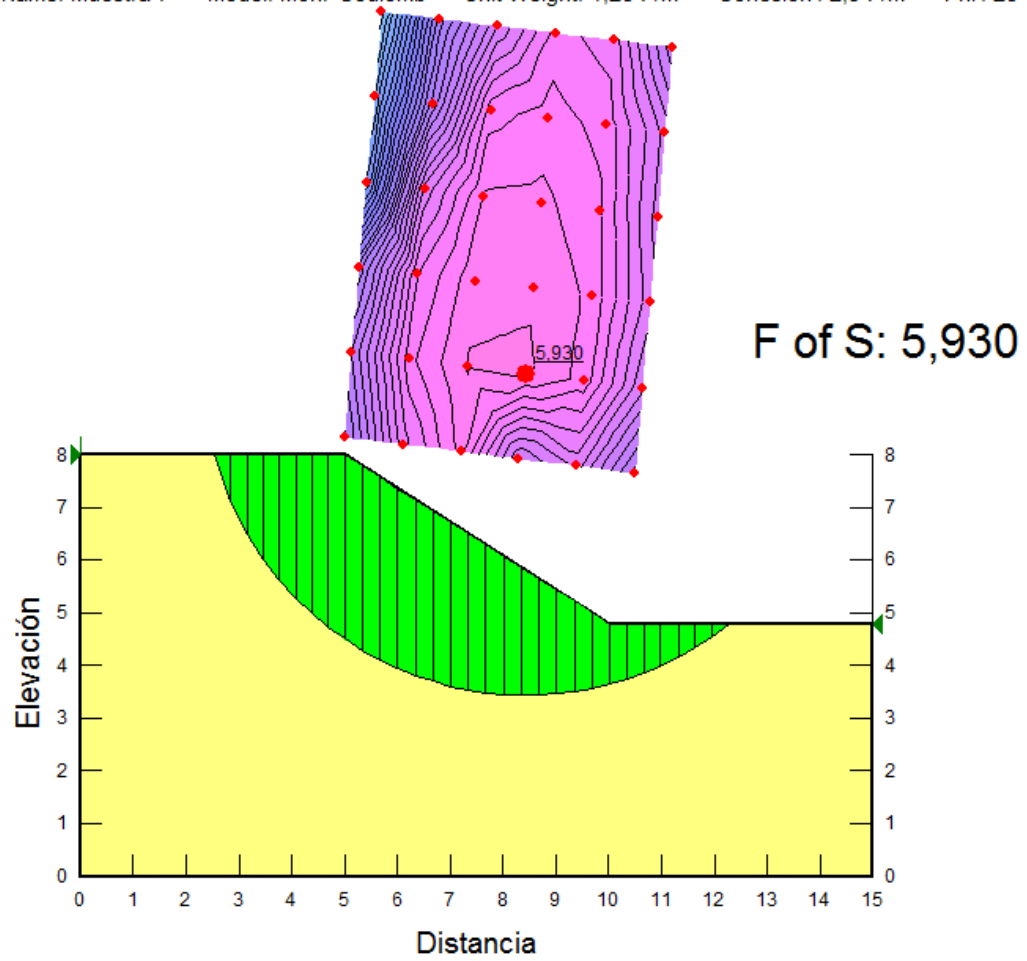
Tabla 81 Resultados del análisis de las dovelas en el análisis por el método de Fellenius del perfil 7

Análisis de dovelas						
Dovela No.	X (m)	Y (m)	PWP (F/m²)	Esfuerzo normal en la base (Ton/m²)	Fuerza de fricción (Ton/m²)	Fuerza de cohesión (Ton/m²)
1	2.6910471	7.5530691	0	0.059242549	0.02762525	2.9
2	2.9989074	6.7996751	0	0.30227134	0.14095144	2.9
3	3.3067678	6.2523032	0	0.63333566	0.29532927	2.9
4	3.6146282	5.8117295	0	1.0196969	0.47549245	2.9
5	3.9224886	5.4420196	0	1.4400836	0.67152201	2.9
6	4.230349	5.1249066	0	1.8788267	0.87611129	2.9
7	4.5382094	4.849532	0	2.3236455	1.0835337	2.9
8	4.8460698	4.6088107	0	2.7645612	1.2891361	2.9
9	5.1671667	4.3899438	0	3.1154457	1.4527562	2.9
10	5.5015	4.1914547	0	3.3453663	1.5599699	2.9
11	5.8358333	4.0203735	0	3.5189864	1.6409303	2.9
12	6.1701667	3.8742002	0	3.6348567	1.6949615	2.9
13	6.5045	3.7510369	0	3.6925551	1.7218667	2.9
14	6.8388333	3.6494323	0	3.6925601	1.7218691	2.9
15	7.1731667	3.5682807	0	3.6361593	1.6955689	2.9
16	7.5075	3.506753	0	3.5253816	1.6439125	2.9
17	7.8418333	3.4642503	0	3.3629484	1.5681686	2.9
18	8.1761667	3.4403735	0	3.1522385	1.469913	2.9
19	8.5105	3.434903	0	2.8972665	1.3510176	2.9
20	8.8448333	3.4477891	0	2.6026695	1.2136447	2.9
21	9.1791667	3.4791493	0	2.2737051	1.0602461	2.9
22	9.5135	3.529274	0	1.9162583	0.89356594	2.9
23	9.8478333	3.59864	0	1.5368581	0.71664872	2.9
24	10.176822	3.6861823	0	1.2682881	0.59141243	2.9
25	10.500465	3.7921427	0	1.1053985	0.51545579	2.9
26	10.824108	3.9187433	0	0.92309679	0.4304471	2.9
27	11.147751	4.0674241	0	0.72559884	0.33835229	2.9
28	11.471394	4.2400547	0	0.5179486	0.2415234	2.9
29	11.795037	4.4390836	0	0.30613934	0.14275512	2.9
30	12.11868	4.6677728	0	0.097283044	0.04536382	2.9

(Elaboración propia, 2012)

Gráfica 49 Análisis del perfil 7 del talud con el principio de dovelas y el principio de Fellenius

Name: Muestra 7 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 1,25 F/m³ Cohesion: 2,9 F/m² Phi: 25 °

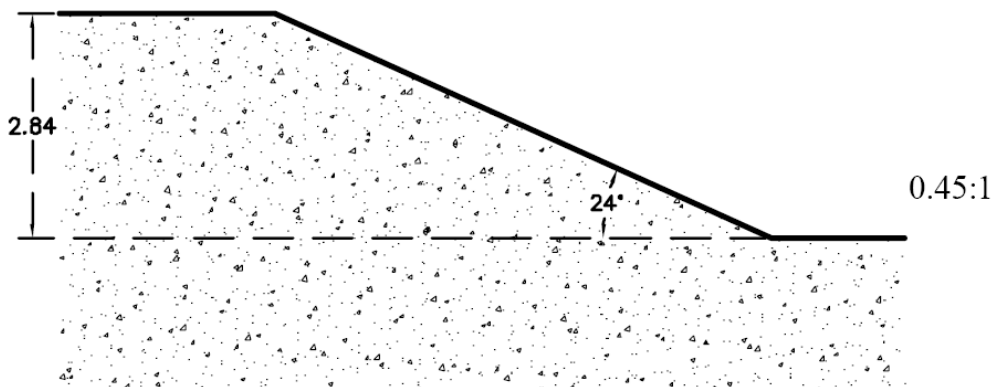


(Elaboración propia, 2012)

c. **Análisis del talud suponiendo una superficie de falla circular por el método de Bishop**

1) *Análisis de estabilidad del perfil 1 del talud por el criterio de Bishop*

Figura 148 (repetición) Perfil 1 del talud



(Elaboración propia, 2012)

Análisis del talud

Muestra: 1 Sup. Der.

Método de análisis: Bishop

Dirección del movimiento: Izquierda a derecha

Número de dovelas: 30

Propiedades del talud

Peso unitario: 1.22Ton/m³

Cohesión': 0.8 Ton/m²

Phi': 26°

Phi-B: 0°

Altura (H): 2.84 m

β: 24°

Resultados de la análisis del talud

Radio: 5.645 m

Centro de giro: (9.395, 10.356) m

Volumen total: 9.174 m³

Peso total: 11.192 Ton

Momento resistente total: 70.102 Ton.m

Momento actuante total: 20.869 Ton.m

FS: 3.359

Tabla 82 Resultados del análisis de las dovelas en el análisis por el método de Bishop del perfil 1

Análisis de dovelas						
Dovela No.	X (m)	Y (m)	PWP (F/m²)	Esfuerzo normal en la base (Ton/m²)	Fuerza de fricción (Ton/m²)	Fuerza de cohesión (Ton/m²)
1	4.3876652	7.7634159	0	-0.13380042	-0.0652588	0.8
2	4.6325991	7.3338083	0	0.35603328	0.17364903	0.8
3	4.877533	6.9770226	0	0.77853861	0.37971865	0.8
4	5.1201923	6.6737013	0	1.0910955	0.53216285	0.8
5	5.3605769	6.4111954	0	1.3016291	0.63484691	0.8
6	5.6009615	6.179053	0	1.4772745	0.7205149	0.8
7	5.8413462	5.9724014	0	1.6231577	0.79166692	0.8
8	6.0817308	5.7877539	0	1.7430012	0.85011848	0.8
9	6.3221154	5.6225188	0	1.8396004	0.89723306	0.8
10	6.5625	5.4747146	0	1.9151076	0.93406037	0.8
11	6.8028846	5.3427926	0	1.97121	0.96142336	0.8
12	7.0432692	5.2255228	0	2.0092474	0.97997544	0.8
13	7.2836538	5.1219171	0	2.0302916	0.99023938	0.8
14	7.5240385	5.0311755	0	2.0352025	0.9926346	0.8
15	7.7644231	4.9526481	0	2.0246679	0.98749653	0.8
16	8.0048077	4.8858076	0	1.9992322	0.97509071	0.8
17	8.2451923	4.8302288	0	1.9593174	0.95562296	0.8
18	8.4855769	4.785574	0	1.9052382	0.92924677	0.8
19	8.7259615	4.7515815	0	1.8372128	0.89606856	0.8
20	8.9663462	4.7280578	0	1.7553699	0.85615109	0.8
21	9.2067308	4.7148715	0	1.6597528	0.80951552	0.8
22	9.4471154	4.7119501	0	1.5503212	0.75614215	0.8
23	9.6875	4.7192776	0	1.4269496	0.69596984	0.8
24	9.9278846	4.7368942	0	1.2894243	0.62889424	0.8
25	10.168269	4.7648974	0	1.1374359	0.55476457	0.8
26	10.408654	4.8034445	0	0.97057035	0.47337879	0.8
27	10.649038	4.8527576	0	0.78829415	0.38447675	0.8
28	10.889423	4.91313	0	0.58993546	0.28773075	0.8
29	11.129808	4.9849353	0	0.37465775	0.18273279	0.8
30	11.426556	5.0918742	0	0.18536656	0.09040931	0.8

(Elaboración propia, 2012)

Gráfica 50 Análisis del perfil 1 del talud con el principio de dovelas y el principio de Bishop

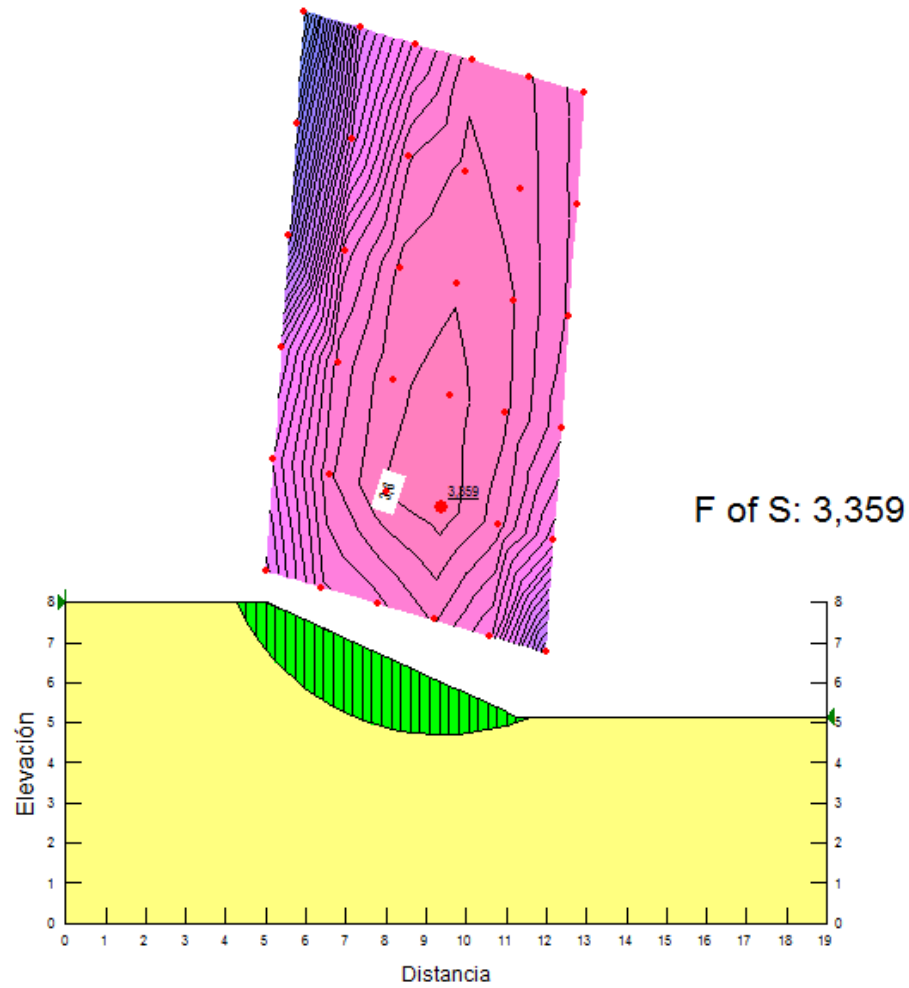
Name: Muestra 1

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 1,22 F/m³

Cohesion': 0,8 F/m²

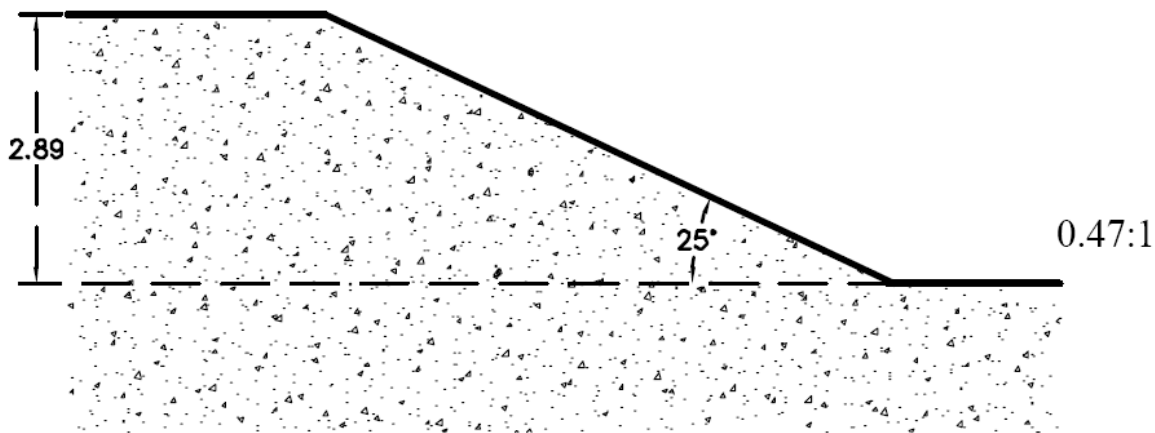
Phi': 26 °



(Elaboración propia, 2012)

2) Análisis de estabilidad del perfil 2 del talud por el criterio de Bishop

Figura 149 (repetición) Perfil 2 del talud



(Elaboración propia, 2012)

Análisis del talud

Muestra: 1

Método de análisis: Bishop

Dirección del movimiento: Izquierda a derecha

Número de dovelas: 30

Propiedades del talud

Peso unitario: 1.55 Ton/m³

Cohesión': 0 Ton/m²

Phi': 31°

Phi-B: 0°

Altura (H): 2.89 m

β: 25°

Resultados de la análisis del talud

Radio: 8.618 m

Centro de giro: (11.314, 13.742) m

Volumen total: 3.314 m³

Peso total: 5.137 Ton

Momento resistente total: 24.774 Ton.m

Momento actuante total: 18.073 Ton.m

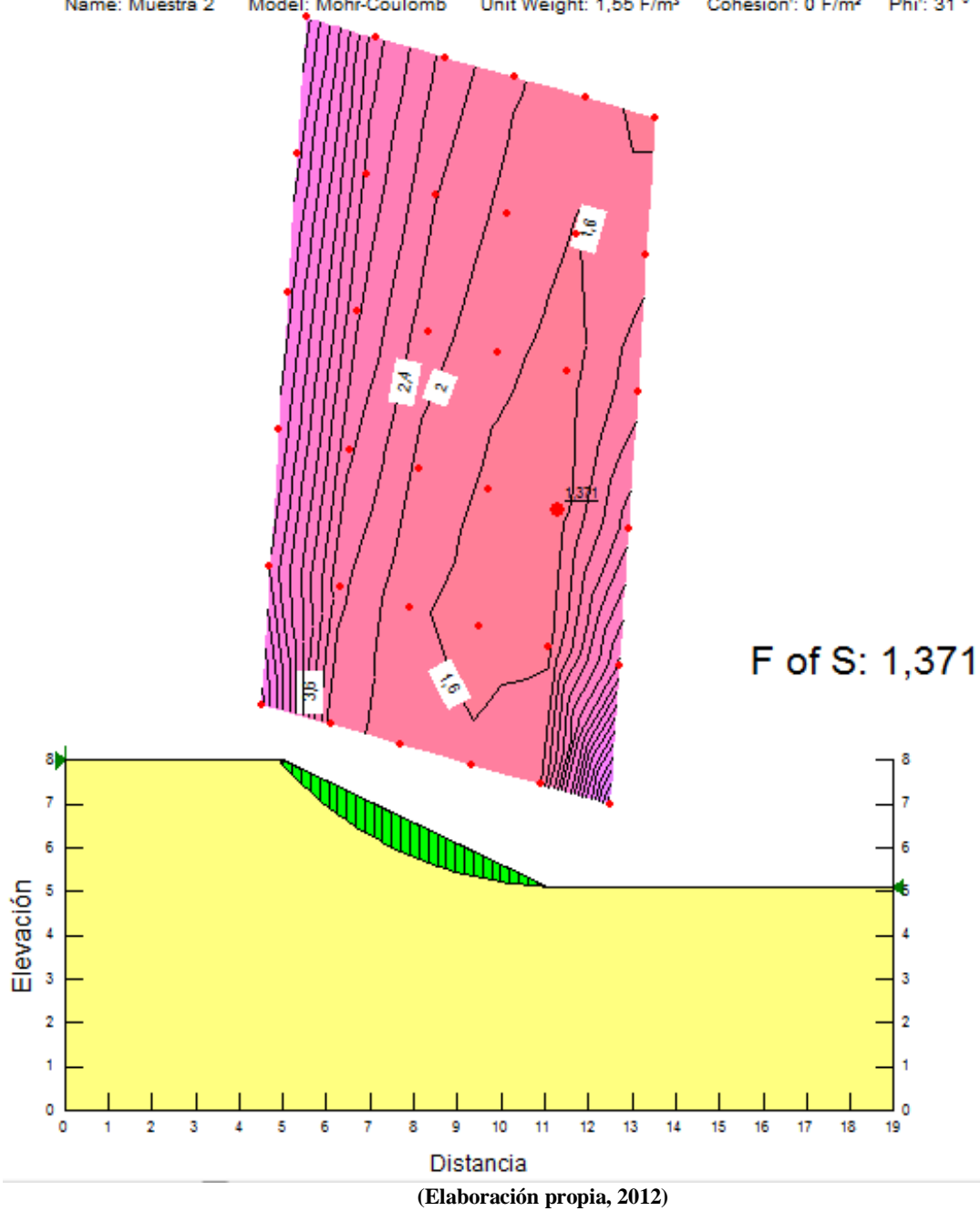
FS: 1.371

Tabla 83 Resultados del análisis de las dovelas en el análisis por el método de Bishop del perfil 2

Análisis de dovelas						
Dovela No.	X (m)	Y (m)	PWP (F/m²)	Esfuerzo normal en la base (Ton/m²)	Fuerza de fricción (Ton/m²)	Fuerza de cohesión (Ton/m²)
1	4.9438855	7.9384123	0	0.064460475	0.03873176	0
2	5.1038395	7.7688721	0	0.19341906	0.1162179	0
3	5.3115186	7.5601006	0	0.31687576	0.19039816	0
4	5.5191976	7.3649295	0	0.42968481	0.25818068	0
5	5.7268767	7.1821412	0	0.53208207	0.31970716	0
6	5.9345557	7.0107246	0	0.62429784	0.37511598	0
7	6.1422348	6.8498291	0	0.70654938	0.4245377	0
8	6.3499138	6.6987324	0	0.77903695	0.46809263	0
9	6.5575929	6.5568152	0	0.84194184	0.5058897	0
10	6.7652719	6.4235426	0	0.89542553	0.53802594	0
11	6.972951	6.2984496	0	0.93962959	0.56458642	0
12	7.18063	6.1811298	0	0.9746759	0.58564437	0
13	7.3883091	6.071226	0	1.000667	0.60126141	0
14	7.5959881	5.9684233	0	1.0176866	0.61148782	0
15	7.8036672	5.8724432	0	1.0258	0.61636281	0
16	8.0113462	5.7830386	0	1.0250542	0.61591471	0
17	8.2190253	5.69999	0	1.0154787	0.61016118	0
18	8.4267043	5.6231022	0	0.99708529	0.59910928	0
19	8.6343834	5.5522016	0	0.96986812	0.58275556	0
20	8.8420624	5.4871337	0	0.93380383	0.56108595	0
21	9.0497415	5.4277615	0	0.88885123	0.5340757	0
22	9.2574205	5.3739638	0	0.83495097	0.50168916	0
23	9.4650996	5.3256334	0	0.77202505	0.46387945	0
24	9.6727786	5.2826768	0	0.69997618	0.42058812	0
25	9.8804577	5.2450123	0	0.61868691	0.3717446	0
26	10.088137	5.2125697	0	0.52801859	0.31726558	0
27	10.295816	5.1852897	0	0.42781014	0.25705427	0
28	10.503495	5.1631229	0	0.31787655	0.1909995	0
29	10.711174	5.1460298	0	0.19800703	0.11897463	0
30	10.918853	5.1339802	0	0.067963036	0.04083631	0

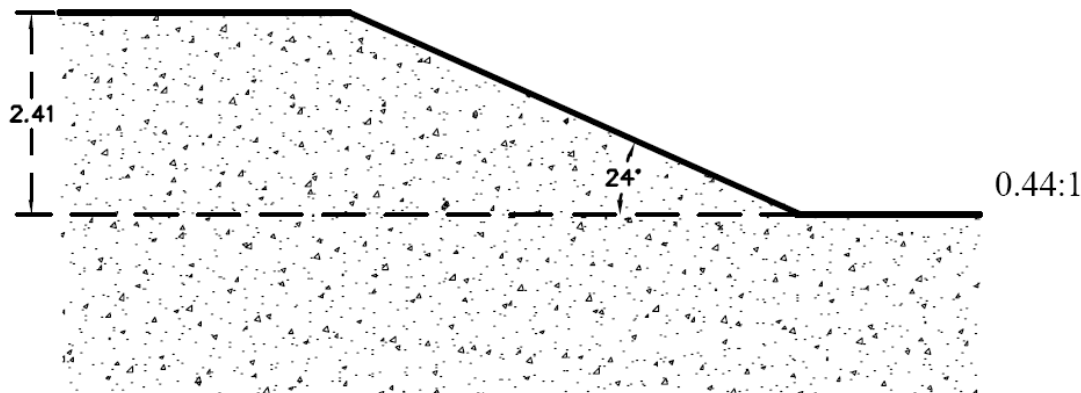
(Elaboración propia, 2012)

Gráfica 51 Análisis del perfil 2 del talud con el principio de dovelas y el principio de Bishop
Name: Muestra 2 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 1,55 F/m³ Cohesion: 0 F/m² Phi: 31 °



3) Análisis de estabilidad del perfil 3 del talud por el criterio de Bishop

Figura 150 (repetición) Perfil 3 del talud



(Elaboración propia, 2012)

Análisis del talud

Muestra: 2

Método de análisis: Bishop

Dirección del movimiento: Izquierda a derecha

Número de dovelas: 30

Propiedades del talud

Peso unitario: 1.16 Ton/m³

Cohesión': 1.6 Ton/m²

Phi': 26°

Phi-B: 0°

Altura (H): 2.41 m

β: 24°

Resultados de la análisis del talud

Radio: 5.218 m

Centro de giro: (8.753, 9.679) m

Volumen total: 12.743 m³

Peso total: 14.781 Ton

Momento resistente total: 122.790 Ton.m

Momento actuante total: 20.744 Ton.m

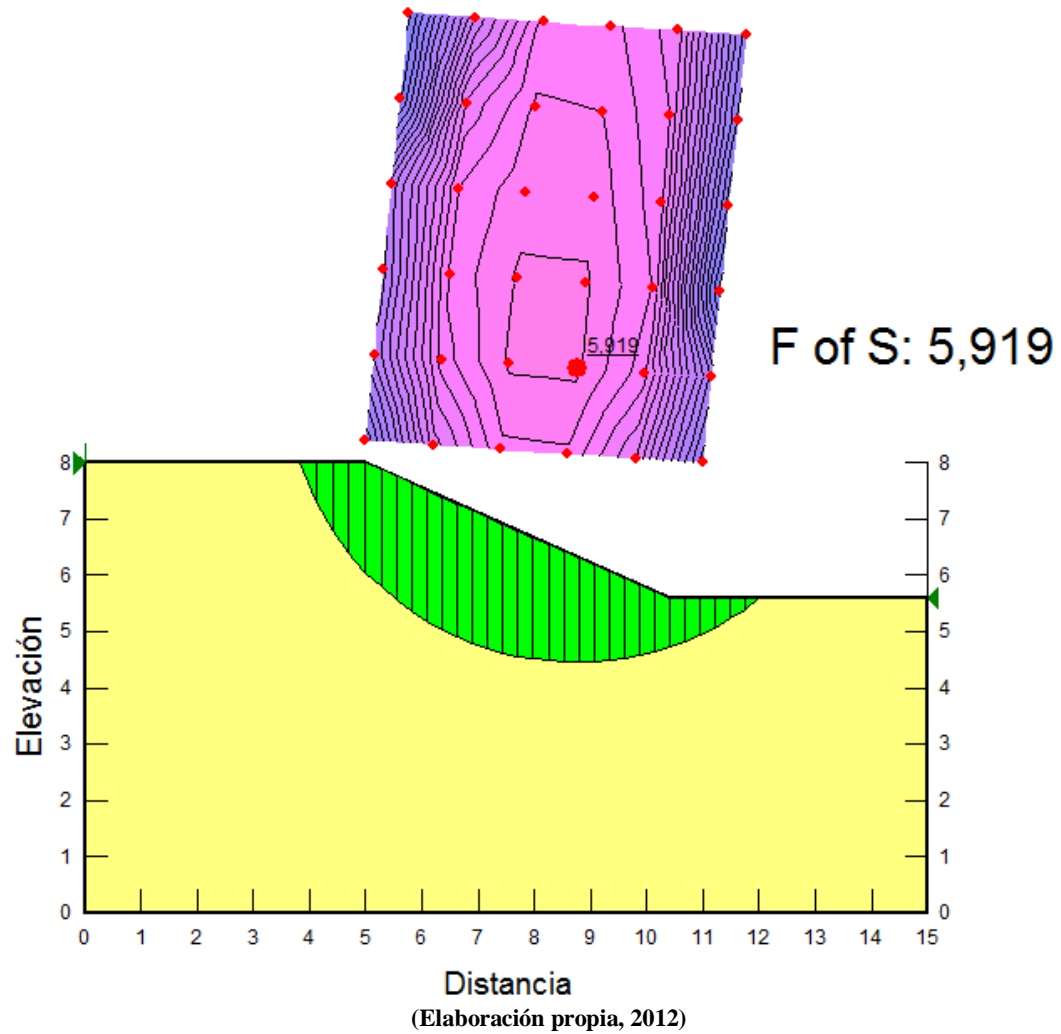
FS: 5.919

Tabla 84 Resultados del análisis de las dovelas en el análisis por el método de Bishop del perfil 3

Análisis de dovelas						
Dovela No.	X (m)	Y (m)	PWP (F/m²)	Esfuerzo normal en la base (Ton/m²)	Fuerza de fricción (Ton/m²)	Fuerza de cohesión (Ton/m²)
1	3.9608524	7.649383	0	-0.19391265	-0.0945775	1.6
2	4.2577517	7.0453201	0	0.56632288	0.27621412	1.6
3	4.554651	6.590059	0	1.1403602	0.55619083	1.6
4	4.8515503	6.2207312	0	1.6093434	0.78492923	1.6
5	5.1355	5.9226958	0	1.926534	0.93963341	1.6
6	5.4065	5.6787905	0	2.1112192	1.0297104	1.6
7	5.6775	5.4664589	0	2.2563323	1.1004868	1.6
8	5.9485	5.2810828	0	2.3678826	1.1548935	1.6
9	6.2195	5.1193485	0	2.4501398	1.195013	1.6
10	6.4905	4.9787999	0	2.5062435	1.2223766	1.6
11	6.7615	4.8575743	0	2.5385583	1.2381376	1.6
12	7.0325	4.754238	0	2.5488927	1.243178	1.6
13	7.3035	4.6676797	0	2.5386391	1.238177	1.6
14	7.5745	4.5970391	0	2.5088687	1.223657	1.6
15	7.8455	4.5416572	0	2.4603945	1.2000146	1.6
16	8.1165	4.5010429	0	2.393815	1.1675416	1.6
17	8.3875	4.4748494	0	2.3095443	1.12644	1.6
18	8.6585	4.4628588	0	2.2078307	1.076831	1.6
19	8.9295	4.4649729	0	2.0887681	1.0187603	1.6
20	9.2005	4.4812089	0	1.9523002	0.95220042	1.6
21	9.4715	4.5117003	0	1.7982174	0.87704924	1.6
22	9.7425	4.5567024	0	1.6261479	0.79312533	1.6
23	10.0135	4.6166034	0	1.4355399	0.70015961	1.6
24	10.2845	4.691942	0	1.2256348	0.59778204	1.6
25	10.551329	4.7817693	0	1.0691322	0.52145061	1.6
26	10.813987	4.8864638	0	0.96657027	0.47142782	1.6
27	11.076645	5.008269	0	0.84385026	0.41157327	1.6
28	11.339303	5.1485715	0	0.69923616	0.34104026	1.6
29	11.601961	5.3091625	0	0.53047608	0.25873047	1.6
30	11.864619	5.4923915	0	0.33459678	0.16319375	1.6

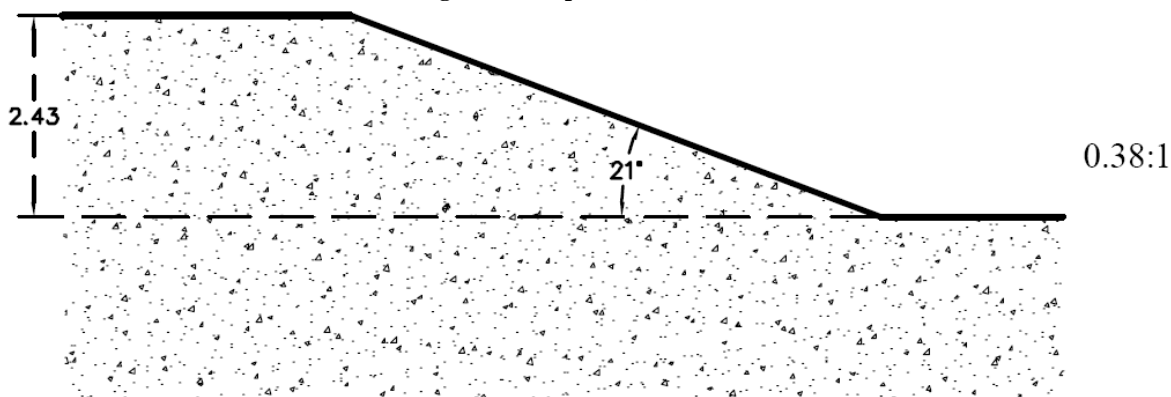
(Elaboración propia, 2012).

Gráfica 52 Análisis del perfil 3 del talud con el principio de dovelas y el principio de Bishop
Name: Muestra 3 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 1,16 F/m³ Cohesion: 1,6 F/m² Phi: 26 °



4) Análisis de estabilidad del perfil 4 del talud por el criterio de Bishop

Figura 151 (repetición) Perfil 4 del talud



(Elaboración propia, 2012)

Análisis del talud

Muestra: 3 "A"

Método de análisis: Bishop

Dirección del movimiento: Izquierda a derecha

Número de dovelas: 30

Propiedades del talud

Peso unitario: 0.98Ton/m³

Cohesión': 5.1Ton/m²

Phi': 33°

Phi-B: 0°

Altura (H): 2.43 m

β: 21°

Resultados de la análisis del talud

Radio: 7.338 m

Centro de giro: (8.918, 11.000) m

Volumen total: 25.484 m³

Peso total: 24.975 Ton

Momento resistente total: 644.68 Ton.m

Momento actuante total: 37.63 Ton.m

FS: 17.132

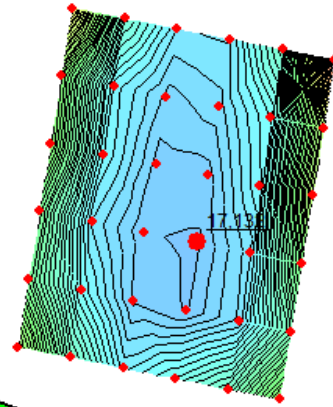
Tabla 85 Resultados del análisis de las dovelas en el análisis por el método de Bishop del perfil 4

Análisis de dovelas						
Dovela No.	X (m)	Y (m)	PWP (F/m²)	Esfuerzo normal en la base (Ton/m²)	Fuerza de fricción (Ton/m²)	Fuerza de cohesión (Ton/m²)
1	2.4195428	7.6185232	0	-0.18478831	-0.1200029	5.1
2	2.8165362	6.9388206	0	0.56077348	0.36417055	5.1
3	3.2135296	6.3947156	0	1.1504196	0.7470912	5.1
4	3.6105231	5.9406022	0	1.6406814	1.065471	5.1
5	4.0075165	5.5534055	0	2.0589107	1.3370722	5.1
6	4.4045099	5.219452	0	2.4208475	1.5721167	5.1
7	4.8015033	4.9298467	0	2.7365244	1.7771197	5.1
8	5.1973437	4.6790681	0	2.9392832	1.9087928	5.1
9	5.5920312	4.4625022	0	3.0335386	1.970003	5.1
10	5.9867187	4.2760666	0	3.096414	2.0108347	5.1
11	6.3814063	4.1173002	0	3.1306645	2.0330773	5.1
12	6.7760938	3.984316	0	3.1383941	2.0380969	5.1
13	7.1707813	3.8756646	0	3.121217	2.0269421	5.1
14	7.5654688	3.7902418	0	3.0803664	2.0004134	5.1
15	7.9601562	3.7272263	0	3.0167671	1.9591115	5.1
16	8.3548438	3.6860373	0	2.9310857	1.9034693	5.1
17	8.7495313	3.6663057	0	2.8237638	1.8337736	5.1
18	9.1442188	3.667858	0	2.6950387	1.7501786	5.1
19	9.5389063	3.6907076	0	2.5449547	1.6527129	5.1
20	9.9335938	3.7350562	0	2.3733642	1.5412808	5.1
21	10.328281	3.8013022	0	2.1799218	1.4156578	5.1
22	10.722969	3.8900597	0	1.9640671	1.2754801	5.1
23	11.117656	4.0021882	0	1.724998	1.1202268	5.1
24	11.49637	4.1323108	0	1.5426478	1.0018072	5.1
25	11.85911	4.2797784	0	1.4182243	0.92100564	5.1
26	12.22185	4.4506465	0	1.2714448	0.82568589	5.1
27	12.584591	4.6468113	0	1.1006015	0.71473899	5.1
28	12.947331	4.8707143	0	0.90350726	0.58674448	5.1
29	13.310071	5.1255466	0	0.67732398	0.43985933	5.1
30	13.672811	5.4155743	0	0.41829702	0.27164526	5.1

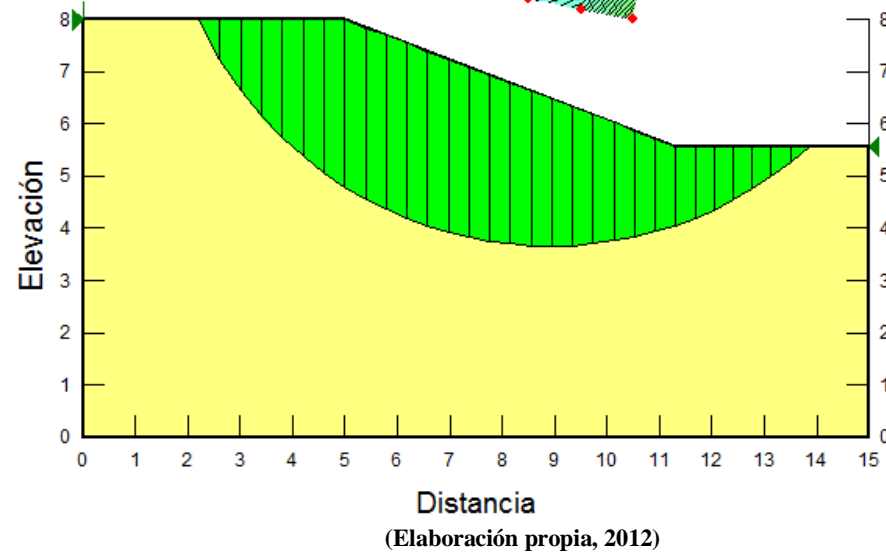
(Elaboración propia, 2012)

Gráfica 53 Análisis del perfil 4 del talud con el principio de dovelas y el principio de Bishop

Name: Muestra 4 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 0,98 F/m³ Cohesion: 5,1 F/m² Phi: 33 °

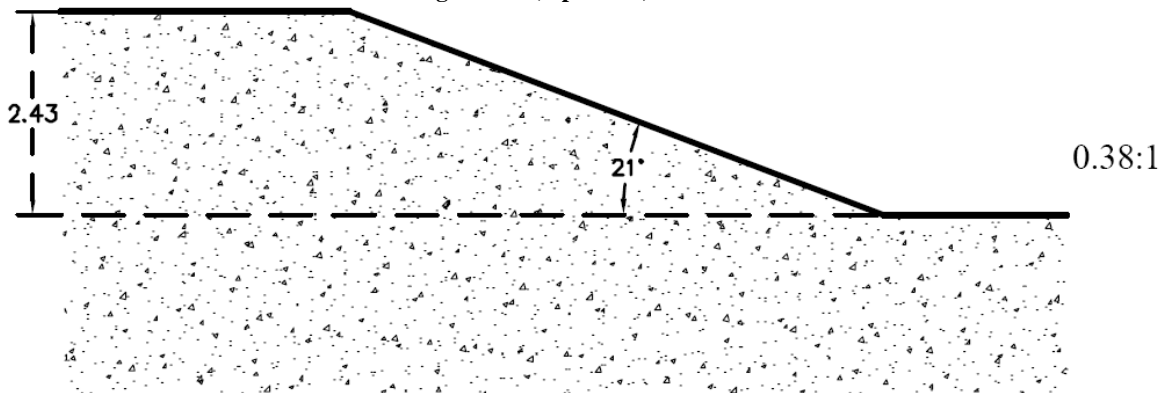


F of S: 17,132



5) Análisis de estabilidad del perfil 5 del talud por el criterio de Bishop

Figura 153 (repetición) Perfil 5 del talud



(Elaboración propia, 2012)

Análisis del talud

Muestra: 3 "B"

Método de análisis: Bishop

Dirección del movimiento: Izquierda a derecha

Número de dovelas: 30

Propiedades del talud

Peso unitario: 1.28 Ton/m³

Cohesión': 6.5 Ton/m²

Phi': 31°

Phi-B: 0°

Altura (H): 2.43 m

β: 21°

Resultados de la análisis del talud

Radio: 6.428 m

Centro de giro: (8.902, 10,075) m

Volumen total: 23.579 m³

Peso total: 30.182 Ton

Momento resistente total: 671.65 Ton.m

Momento actuante total: 40.487 Ton.m

FS: 16.589

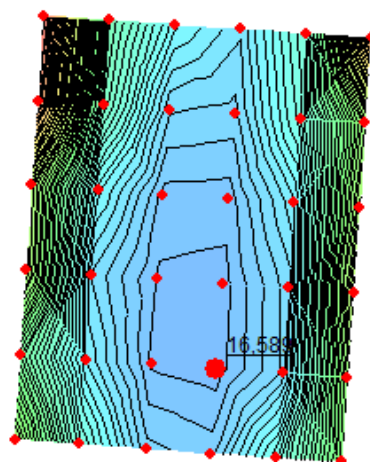
Tabla 86 Resultados del análisis de las dovelas en el análisis por el método de Bishop del perfil 5

Análisis de dovelas						
Dovela No.	X (m)	Y (m)	PWP (F/m²)	Esfuerzo normal en la base (Ton/m²)	Fuerza de fricción (Ton/m²)	Fuerza de cohesión (Ton/m²)
1	2.999906	7.5713569	0	-0.34551266	-0.2076050	6.5
2	3.3635594	6.8321677	0	0.77753531	0.46719035	6.5
3	3.7272129	6.2740698	0	1.5969937	0.95957062	6.5
4	4.0908664	5.8208805	0	2.2538253	1.3542348	6.5
5	4.4545198	5.4407417	0	2.8024073	1.6838562	6.5
6	4.8181733	5.1164853	0	3.2706278	1.9651915	6.5
7	5.1754167	4.8418123	0	3.5846035	2.1538471	6.5
8	5.52625	4.6085649	0	3.7558592	2.2567479	6.5
9	5.8770833	4.4066221	0	3.883365	2.3333611	6.5
10	6.2279167	4.2327162	0	3.9721266	2.3866944	6.5
11	6.57875	4.0843918	0	4.0258695	2.4189865	6.5
12	6.9295833	3.9597786	0	4.0474158	2.4319328	6.5
13	7.2804167	3.8574447	0	4.0389223	2.4268294	6.5
14	7.63125	3.7763001	0	4.0020369	2.4046664	6.5
15	7.9820833	3.715531	0	3.9380037	2.3661913	6.5
16	8.3329167	3.6745549	0	3.8477339	2.3119518	6.5
17	8.68375	3.652992	0	3.731854	2.2423241	6.5
18	9.0345833	3.650646	0	3.5907363	2.1575321	6.5
19	9.3854167	3.6674958	0	3.4245169	2.0576574	6.5
20	9.73625	3.7036943	0	3.2331013	1.9426433	6.5
21	10.087083	3.759575	0	3.0161604	1.812292	6.5
22	10.437917	3.8356686	0	2.7731145	1.6662553	6.5
23	10.78875	3.9327289	0	2.5031047	1.5040171	6.5
24	11.139583	4.0517733	0	2.204948	1.3248664	6.5
25	11.496039	4.1968262	0	1.9619225	1.178842	6.5
26	11.858116	4.3705289	0	1.7716107	1.0644911	6.5
27	12.220193	4.5735318	0	1.5455581	0.92866501	6.5
28	12.58227	4.8092474	0	1.2800004	0.76910182	6.5
29	12.944347	5.0823494	0	0.96986394	0.58275305	6.5
30	13.306424	5.3994628	0	0.60812431	0.36539795	6.5

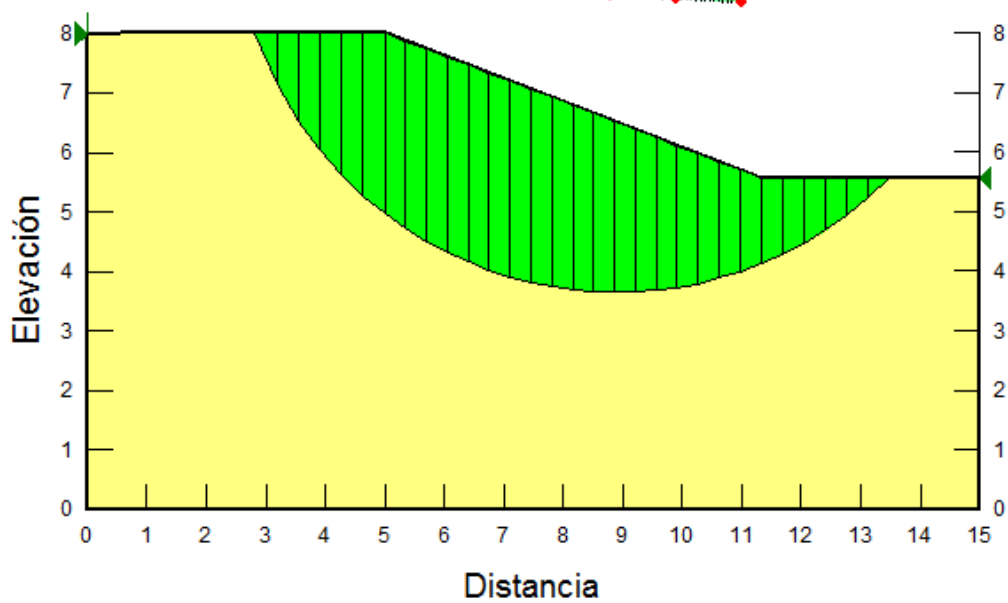
(Elaboración propia, 2012)

Gráfica 54 Análisis del perfil 5 del talud con el principio de dovelas y el principio de Bishop

Name: Muestra 5 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 1,28 F/m³ Cohesion: 6,5 F/m² Phi: 31 °



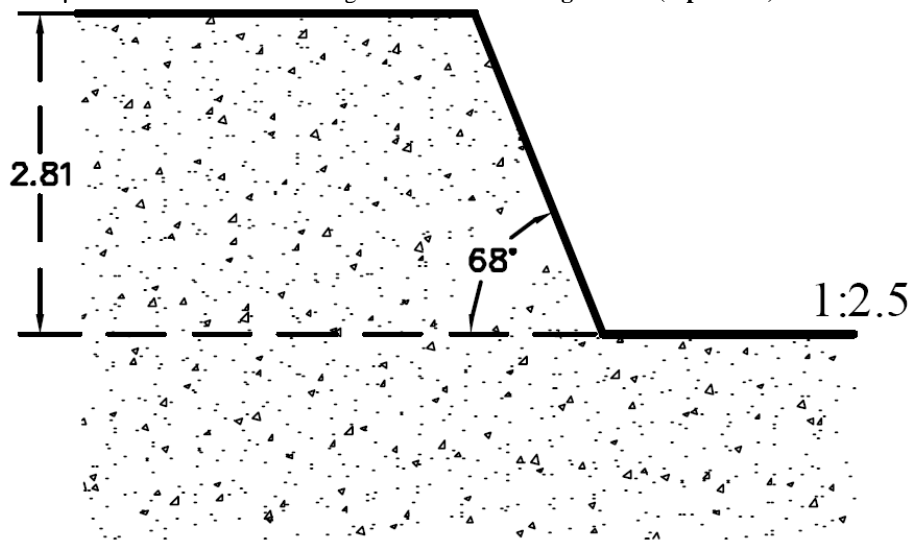
F of S: 16,589



(Elaboración Propia, 2012)

6) *Análisis de estabilidad del perfil 6 del talud por el criterio de Bishop*

¡Error! No se encuentra el origen de la referencia. **Figura 154 (repetición) Perfil 6 del talud**



(Elaboración propia, 2012)

Análisis del talud

Muestra: 4

Método de análisis: Bishop

Dirección del movimiento: Izquierda a derecha

Número de dovelas: 30

Propiedades del talud

Peso unitario: 1.22 Ton/m³

Cohesión': 3.3 Ton/m²

Phi': 27°

Phi-B: 0 °

Altura (H): 2.81 m

β: 68°

Resultados de la análisis del talud

Radio: 5.005 m

Centro de giro: (10.04, 10.181) m

Volumen total: 4.9726 m³

Peso total: 6.0665 Ton

Momento resistente total: 89.164 Ton.m

Momento actuante total: 15.851 Ton.m

FS: 5.625

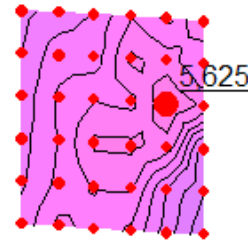
Tabla 87 Resultados del análisis de las dovelas en el análisis por el método de Bishop del perfil 6

Análisis de dovelas						
Dovela No.	X (m)	Y (m)	PWP (F/m ²)	Esfuerzo normal en la base (Ton/m ²)	Fuerza de fricción (Ton/m ²)	Fuerza de cohesión (Ton/m ²)
1	5.5937966	7.8862712	0	-0.84902473	-0.4325997	3.3
2	5.7111723	7.6713014	0	-0.52839745	-0.2692319	3.3
3	5.8285481	7.4785895	0	-0.24377982	-0.1242120	3.3
4	5.9459239	7.3036051	0	0.013135259	0.00669275	3.3
5	6.0632997	7.143255	0	0.2478073	0.12626413	3.3
6	6.1806754	6.9953129	0	0.46404589	0.23644319	3.3
7	6.2980512	6.8581115	0	0.66463116	0.33864649	3.3
8	6.415427	6.7303633	0	0.85166388	0.43394442	3.3
9	6.5328028	6.6110493	0	1.0267762	0.52316858	3.3
10	6.6501786	6.4993467	0	1.1912651	0.60697989	3.3
11	6.7675543	6.3945798	0	1.3461812	0.68591358	3.3
12	6.8849301	6.2961859	0	1.4923886	0.76040998	3.3
13	7.0023059	6.2036911	0	1.630608	0.83083629	3.3
14	7.1196817	6.1166916	0	1.7614473	0.89750225	3.3
15	7.2370574	6.034841	0	1.8854245	0.96067175	3.3
16	7.3544332	5.9578393	0	2.0029845	1.0205716	3.3
17	7.471809	5.8854254	0	2.1145127	1.077398	3.3
18	7.5891848	5.8173706	0	2.2203449	1.1313223	3.3
19	7.7065606	5.7534736	0	2.3207756	1.1824942	3.3
20	7.8239363	5.6935565	0	2.416064	1.2310461	3.3
21	7.9413121	5.6374618	0	2.5064393	1.2770946	3.3
22	8.0606964	5.5842146	0	2.4151593	1.2305851	3.3
23	8.1820892	5.53381	0	2.1408117	1.090798	3.3
24	8.3034821	5.487086	0	1.8599434	0.94768852	3.3
25	8.4248749	5.4439334	0	1.5727773	0.80137004	3.3
26	8.5462677	5.4042556	0	1.2795084	0.6519421	3.3
27	8.6676606	5.3679663	0	0.98030771	0.49949172	3.3
28	8.7890534	5.3349895	0	0.67532412	0.34409482	3.3
29	8.9104462	5.3052578	0	0.36468689	0.18581725	3.3
30	9.0318391	5.2787123	0	0.048507301	0.02471570	3.3

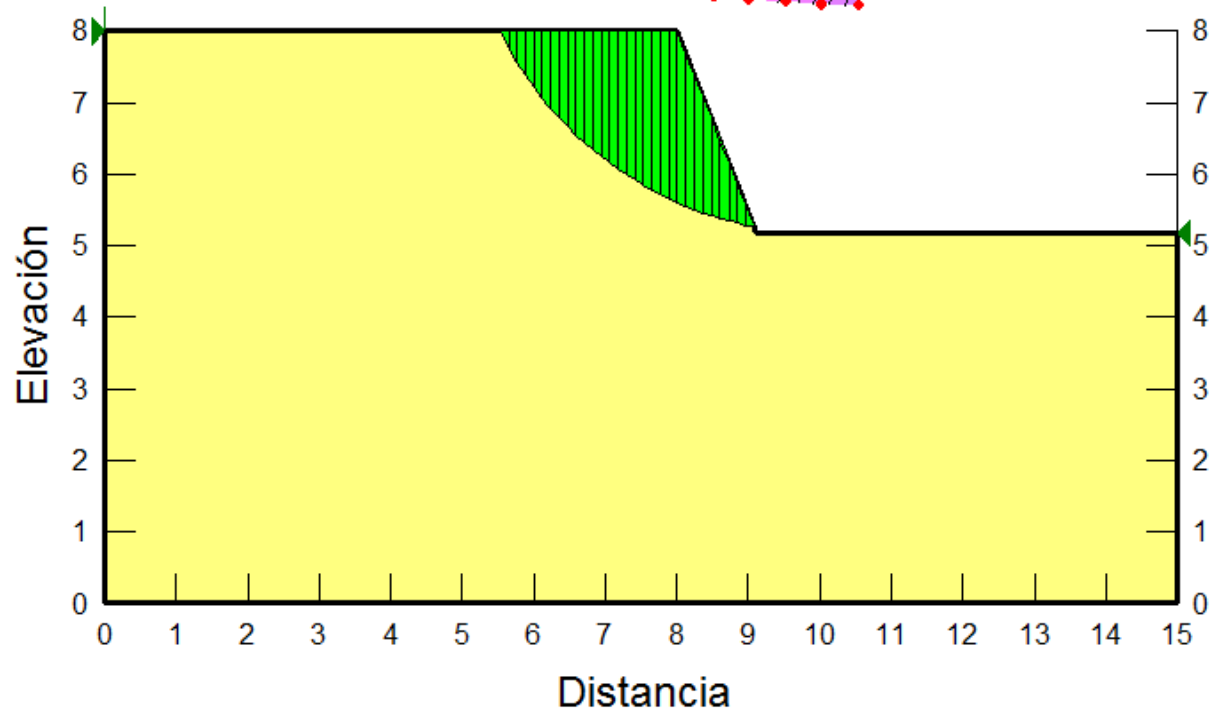
(Elaboración propia, 2012)

Gráfica 55 Análisis del perfil 6 del talud con el principio de dovelas y el principio de Bishop

Name: Muestra 6 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 1,22 F/m³ Cohesion: 3,3 F/m² Phi: 27 °



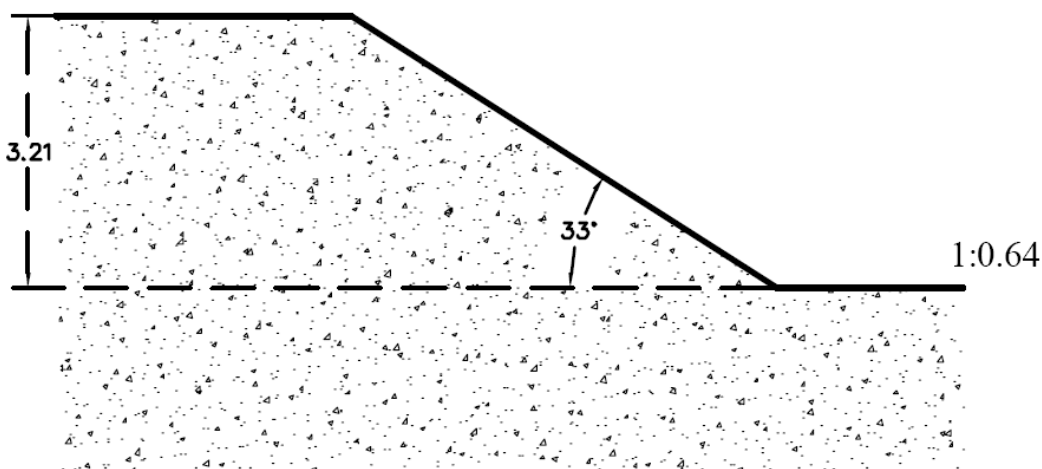
F of S: 5,625



(Elaboración Propia, 2012)

7) Análisis de estabilidad del perfil 7 del talud por el criterio de Bishop

Figura 155 (repetición) Perfil 7 del talud



(Elaboración propia, 2012)

Análisis del talud

Muestra: 5

Método de análisis: Bishop

Dirección del movimiento: Izquierda a derecha

Número de dovelas: 30

Propiedades del talud

Peso unitario: 1.25 Ton/m³

Cohesión': 2.9 Ton/m²

Phi': 25°

Phi-B: 0 °

Altura (H): 3.21 m

β: 33°

Resultados de la análisis del talud

Radio: 5.716 m

Centro de giro: (8.443, 9.534) m

Volumen total: 16.073 m³

Peso total: 20.091 Ton

Momento resistente total: 233.17 Ton.m

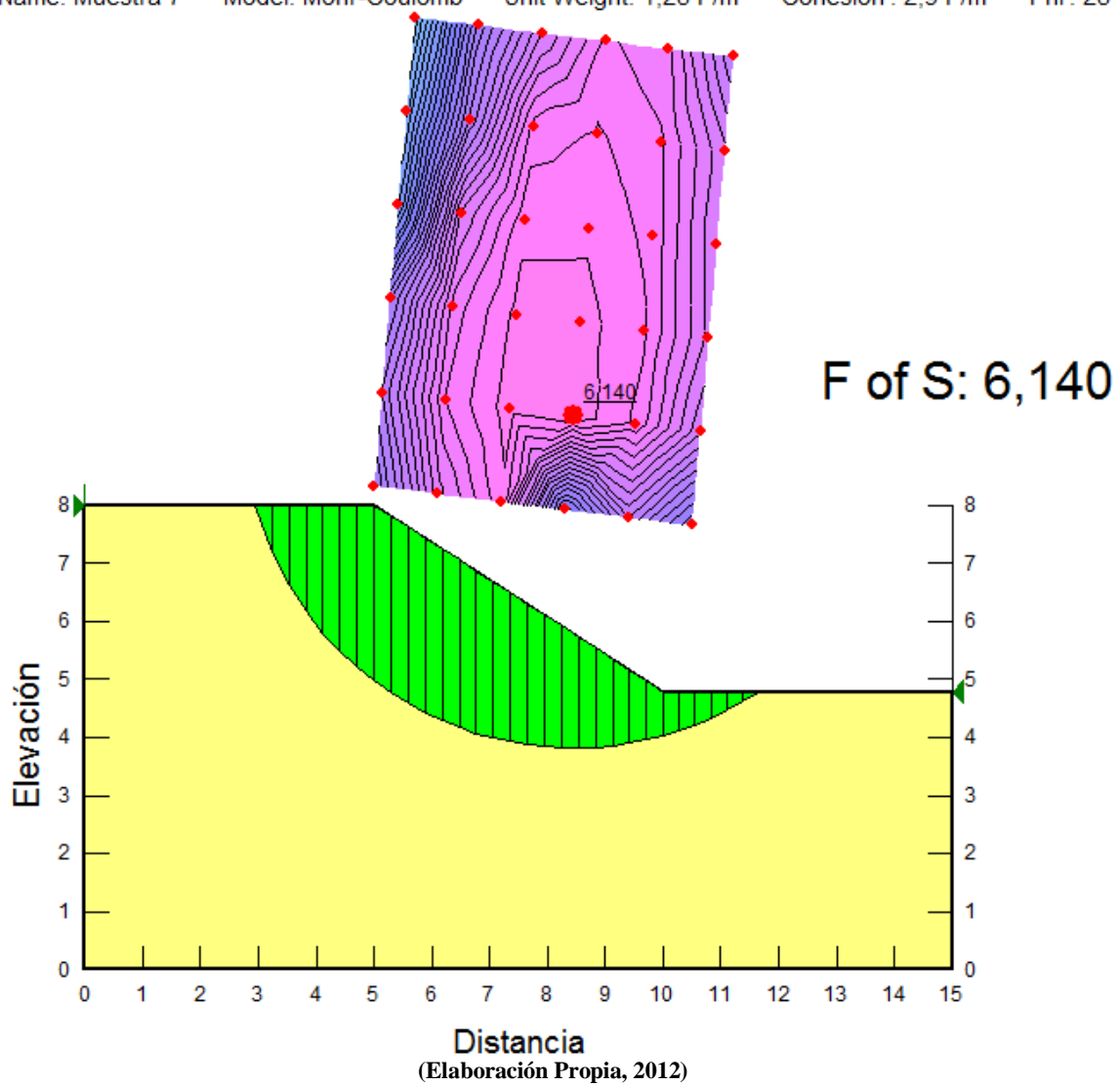
Momento actuante total: 37.977 Ton.m

FS: 6.140

Tabla 88 Resultados del análisis de las dovelas en el análisis por el método de Bishop del perfil 7

Análisis de dovelas						
Dovela No.	X (m)	Y (m)	PWP (F/m²)	Esfuerzo normal en la base (Ton/m²)	Fuerza de fricción (Ton/m²)	Fuerza de cohesión (Ton/m²)
1	3.0837869	7.5930375	0	-0.65737529	-0,3065391	2.9
2	3.3785889	6.9024197	0	0.40409283	0.18843158	2.9
3	3.673391	6.3948158	0	1.1556198	0.53887435	2.9
4	3.968193	5.9850202	0	1.7552168	0.81847104	2.9
5	4.262995	5.640914	0	2.2577166	1.0527906	2.9
6	4.557797	5.3459179	0	2.6900003	1.2543678	2.9
7	4.852599	5.0900933	0	3.0676212	1.4304552	2.9
8	5.1475	4.8668578	0	3.2886125	1.5335052	2.9
9	5.4425	4.6716907	0	3.3575759	1.5656634	2.9
10	5.7375	4.5013786	0	3.3908913	1.5811986	2.9
11	6.0325	4.3534554	0	3.3924668	1.5819332	2.9
12	6.3275	4.2260401	0	3.3652465	1.5692402	2.9
13	6.6225	4.117679	0	3.3114839	1.5441703	2.9
14	6.9175	4.027243	0	3.2329175	1,5075342	2.9
15	7.2125	3.9538574	0	3.1308885	1.4599573	2.9
16	7.5075	3.8968544	0	3.0064207	1.401917	2.9
17	7.8025	3.8557389	0	2.8602751	1.3337682	2.9
18	8.0975	3.8301666	0	2.692988	1.2557609	2.9
19	8.3925	3.8199281	0	2.5048954	1.1680519	2.9
20	8.6875	3.8249407	0	2.2961479	1.0707113	2.9
21	8.9825	3.8452449	0	2.0667166	0.96372578	2.9
22	9.2775	3.8810059	0	1.8163921	0.84699755	2.9
23	9.5725	3.9325204	0	1.5447744	0.72034013	2.9
24	9.8675	4.0002299	0	1.2512543	0.58346948	2.9
25	10.14975	4.0803676	0	1.0600279	0.49429912	2.9
26	10.41925	4.1722018	0	0.97356096	0.45397893	2.9
27	10.688751	4.2794557	0	0.86819645	0.40484665	2.9
28	10.958251	4.4030997	0	0.74278396	0.34636585	2.9
29	11.227751	4.5443569	0	0.59587723	0.27786211	2.9
30	11.497252	4.7047797	0	0.42564751	0.19848269	2.9

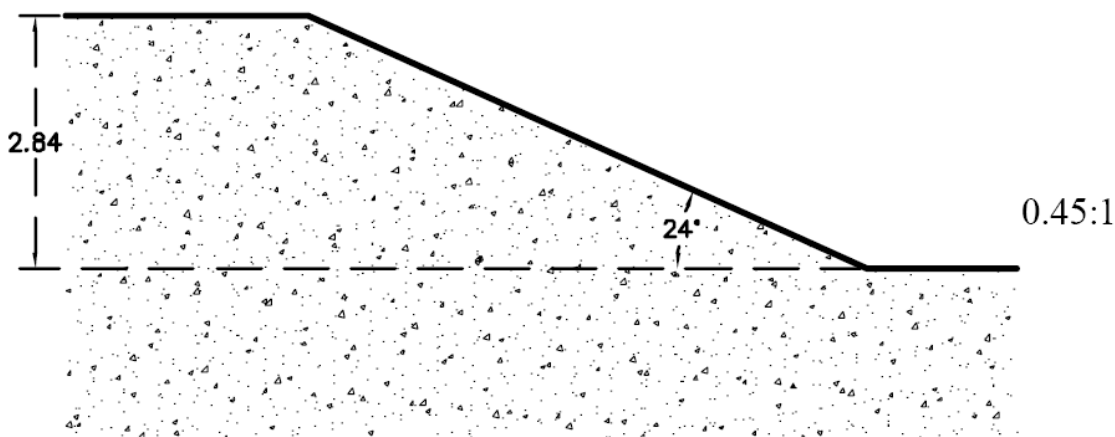
(Elaboración propia, 2012)

Gráfica 56 Análisis del perfil 7 del talud con el principio de dovelas y el principio de BishopName: Muestra 7 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 1,25 F/m³ Cohesion: 2,9 F/m² Phi: 25 °

d. Análisis del talud suponiendo una superficie de falla circular por el método de Morgenstern-Price

1) Análisis de estabilidad del perfil 1 del talud por el criterio de Morgenstern-Price.

Figura 148 (repetición) Perfil 1 del talud



(Elaboración propia, 2012)

Análisis del talud

Muestra: 1 Sup. Der.
Método de análisis: Morgenstern-Price
Dirección del movimiento: Izquierda a derecha
Número de dovelas: 30

Propiedades del talud

Peso unitario: 1.22Ton/m³
Cohesión': 0.8 Ton/m²
Phi': 26°
Phi-B: 0°
Altura (H): 2.84 m
β: 24°

Resultados de la análisis del talud

Radio: 6.350 m
Centro de giro: (9.518, 11.057) m
Volumen total: 9.785 m³
Peso total: 11.937 Ton
Momento resistente total: 83.418 Ton.m
Momento actuante total: 24.925 Ton.m
Fuerza resistente total: 11.582Ton
Fuerza actuante total: 3.462 Ton
FS: 3.347

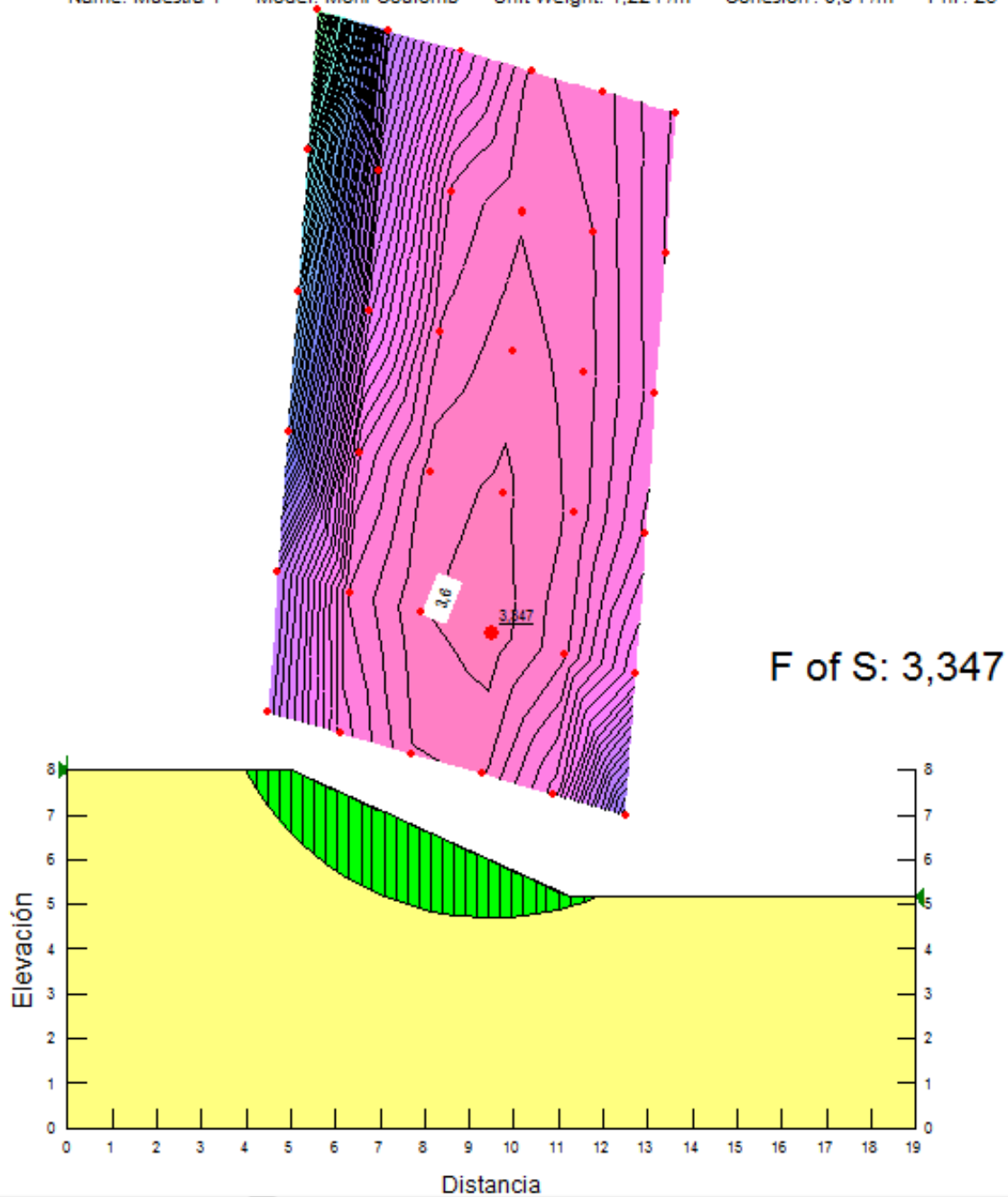
Tabla 89 Resultados del análisis de las dovelas en el análisis por el método de Morgenstern-Price del perfil 1

Análisis de dovelas						
Dovela No.	X (m)	Y (m)	PWP (F/m ²)	Esfuerzo normal en la base (Ton/m ²)	Fuerza de fricción (Ton/m ²)	Fuerza de cohesión (Ton/m ²)
1	4.0834106	7.7826379	0	-0.095706324	-0.0466791	0.8
2	4.3452933	7.3809939	0	0.34719553	0.16933858	0.8
3	4.607176	7.0367414	0	0.71131595	0.34693197	0.8
4	4.8690587	6.7358754	0	1.0229171	0.49891002	0.8
5	5.1302083	6.4703976	0	1.2405643	0.60506364	0.8
6	5.390625	6.2343621	0	1.3746988	0.67048539	0.8
7	5.6510417	6.0228746	0	1.4900324	0.72673737	0.8
8	5.9114583	5.8329341	0	1.5906045	0.77578965	0.8
9	6.171875	5.6622526	0	1.6790995	0.81895156	0.8
10	6.4322917	5.5090444	0	1.7571931	0.85704036	0.8
11	6.6927083	5.3718914	0	1.8257655	0.89048533	0.8
12	6.953125	5.2496522	0	1.8850387	0.91939482	0.8
13	7.2135417	5.1413995	0	1.9346707	0.94360194	0.8
14	7.4739583	5.0463755	0	1.9738255	0.96269902	0.8
15	7.734375	4.9639598	0	2.0012361	0.97606807	0.8
16	7.9947917	4.8936454	0	2.0152694	0.98291258	0.8
17	8.2552083	4.8350211	0	2.0140038	0.98229528	0.8
18	8.515625	4.7877585	0	1.995325	0.97318502	0.8
19	8.7760417	4.7516014	0	1.9570463	0.95451524	0.8
20	9.0364583	4.7263593	0	1.8970522	0.92525416	0.8
21	9.296875	4.7119017	0	1.8134632	0.88448511	0.8
22	9.5572917	4.7081547	0	1.704812	0.83149239	0.8
23	9.8177083	4.7150994	0	1.570216	0.76584549	0.8
24	10.078125	4.732771	0	1.4095269	0.68747222	0.8
25	10.338542	4.7612601	0	1.2234366	0.59670988	0.8
26	10.598958	4.8007146	0	1.0135157	0.49432463	0.8
27	10.859375	4.8513441	0	0.78217404	0.38149177	0.8
28	11.119792	4.9134254	0	0.53253419	0.25973428	0.8
29	11.406128	4.9959981	0	0.33299084	0.16241048	0.8
30	11.718384	5.1023141	0	0.18150754	0.08852714	0.8

(Elaboración propia, 2012)

Gráfica 57 Análisis del perfil 1 del talud con el principio de dovelas y el principio de Morgenstern-Price

Name: Muestra 1 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 1,22 F/m³ Cohesion: 0,8 F/m² Phi: 28 °

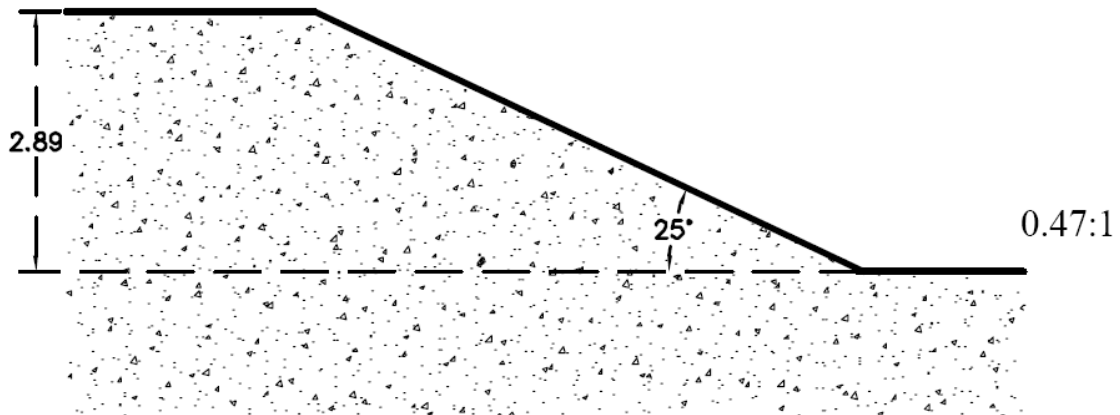


F of S: 3,347

(Elaboración Propia, 2012)

2) *Análisis de estabilidad del perfil 2 del talud por el criterio de Morgenstern-Price.*

Figura 149 (repetición) Perfil 2 del talud.



(Elaboración Propia, 2012)

Análisis del talud

Muestra: 1

Método de análisis: Morgenstern-Price

Dirección del movimiento: Izquierda a derecha

Número de dovelas: 30

Propiedades del talud

Muestra: 1

Peso unitario: 1.55Ton/m³

Cohesión': 0 Ton/m²

Phi': 31°

Phi-B: 0°

Altura (H): 2.89 m

β: 25°

Resultados de la análisis del talud

Radio: 11.340 m

Centro de giro: (11.952, 16.484) m

Volumen total: 3.803 m³

Peso total: 5.896 Ton

Momento resistente total: 37.475Ton.m

Momento actuante total: 26.868 Ton.m

Fuerza resistente total: 2.988Ton

Fuerza actuante total: 2.142Ton

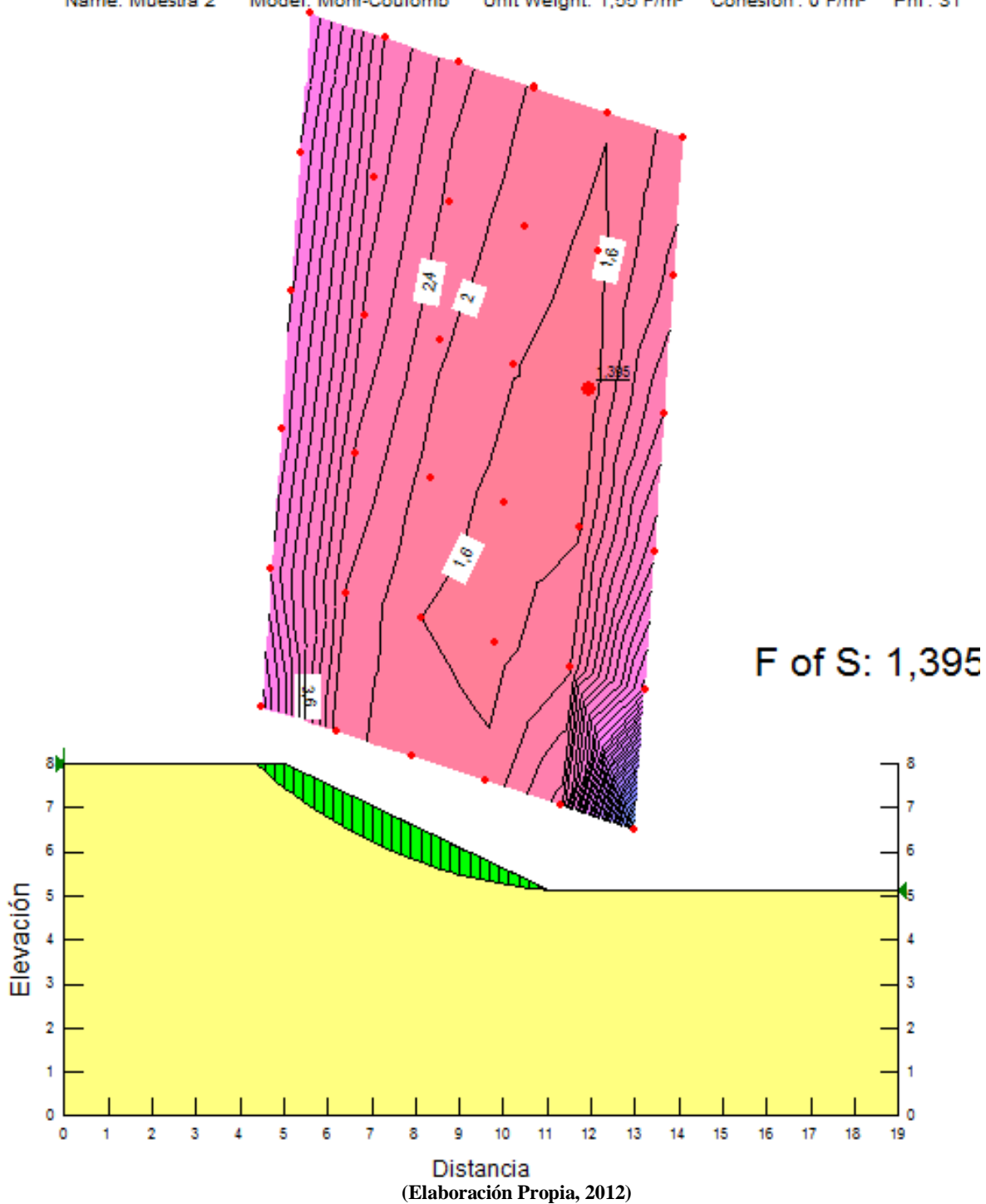
FS: 1.395

Tabla 90 Resultados del análisis de las dovelas en el análisis por el método de Morgenstern-Price del perfil 2

Análisis de dovelas						
Dovela No.	X (m)	Y (m)	PWP (F/m²)	Esfuerzo Normal en la Base (Ton/m²)	Fuerza de Fricción (Ton/m²)	Fuerza de cohesión (Ton/m²)
1	4.461085	7.9058775	0	0.10422386	0.06262401	0
2	4.676651	7.7222567	0	0.30571115	0.18368979	0
3	4.892217	7.547609	0	0,4956164	0.29779637	0
4	5.111378	7.3787822	0	0.62054348	0.37286014	0
5	5.3341339	7.2155777	0	0.68237284	0.41001096	0
6	5.5568899	7.060465	0	0.73872982	0.44387366	0
7	5.7796458	6.9130502	0	0.79043985	0.47494418	0
8	6.0024018	6.7729825	0	0.83807292	0.50356501	0
9	6.2251577	6.6399479	0	0.88195882	0.52993432	0
10	6.4479137	6.5136646	0	0.92219755	0.55411219	0
11	6.6706696	6.393879	0	0.95866688	0.57602517	0
12	6.8934256	6.2803621	0	0.99102914	0.59547038	0
13	7.1161815	6.1729067	0	1.0187402	0.61212088	0
14	7.3389375	6,0713249	0	1,0410637	0.6255342	0
15	7.5616934	5.9754464	0	1.0570936	0.63516591	0
16	7.7844494	5.8851163	0	1.0657881	0.6403901	0
17	8,0072053	5.8001938	0	1.0660181	0.6405283	0
18	8.2299613	5.7205508	0	1.0566299	0.63488729	0
19	8.4527172	5.6460708	0	1.0365224	0.6228055	0
20	8.6754732	5.5766481	0	1.0047349	0.60370562	0
21	8.8982292	5.5121866	0	0.96053833	0.57714965	0
22	9.1209851	5.4525993	0	0.90352143	0.54289045	0
23	9.3437411	5.3978076	0	0.83365948	0.50091315	0
24	9.566497	5.3477405	0	0.75135504	0.45145966	0
25	9.789253	5.3023348	0	0.65744115	0.39503049	0
26	10.012009	5.2615337	0	0.55314212	0.33236132	0
27	10.234765	5.2252872	0	0.43999326	0.26437462	0
28	10.457521	5.1935513	0	0.31972689	0.1921113	0
29	10.680277	5.1662882	0	0.19413801	0.11664988	0
30	10.903033	5.1434656	0	0.064945562	0.03902323	0

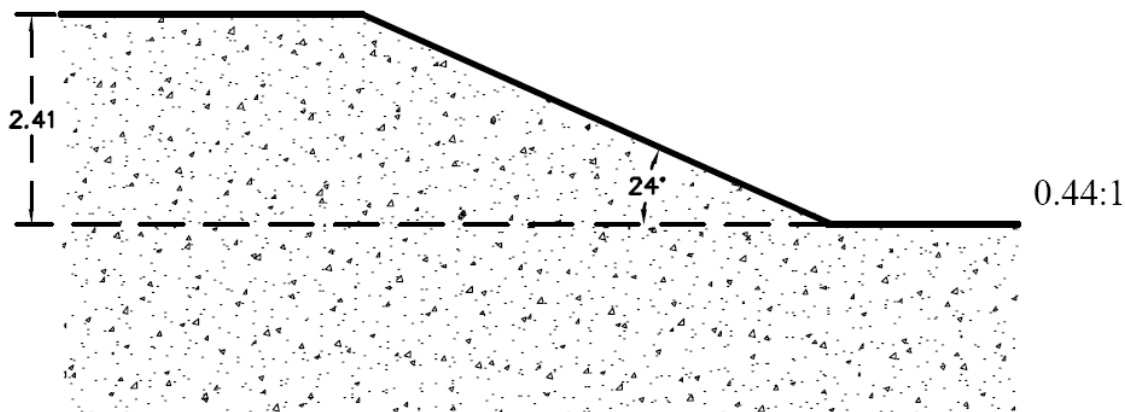
(Elaboración Propia, 2012)

Gráfica 58 Análisis del perfil 2 del talud con el principio de dovelas y el principio de Morgenstern-Price
 Name: Muestra 2 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 1,55 F/m³ Cohesion: 0 F/m² Phi: 31 °



3) *Análisis de estabilidad del perfil 3 del talud por el criterio de Morgenstern-Price.*

Figura 150 Perfil 3 del talud



(Elaboración Propia, 2012)

Análisis del talud

Muestra: 2

Método de análisis: Morgenstern-Price

Dirección del movimiento: Izquierda a derecha

Número de dovelas: 30

Propiedades del talud

Peso unitario: 1.16Ton/m³

Cohesión': 1.6 Ton/m²

Phi': 26°

Phi-B: 0°

Altura (H): 2.41 m

β: 24°

Resultados de la análisis del talud

Radio: 5.2183 m

Centro de giro: (8.753, 9.679) m

Volumen total: 12.743 m³

Peso total: 14.781 Ton

Momento resistente total: 122.66 Ton.m

Momento actuante total: 20.744 Ton.m

Fuerza resistente total: 19.85 Ton

Fuerza actuante total: 3.358 Ton

FS: 5.913

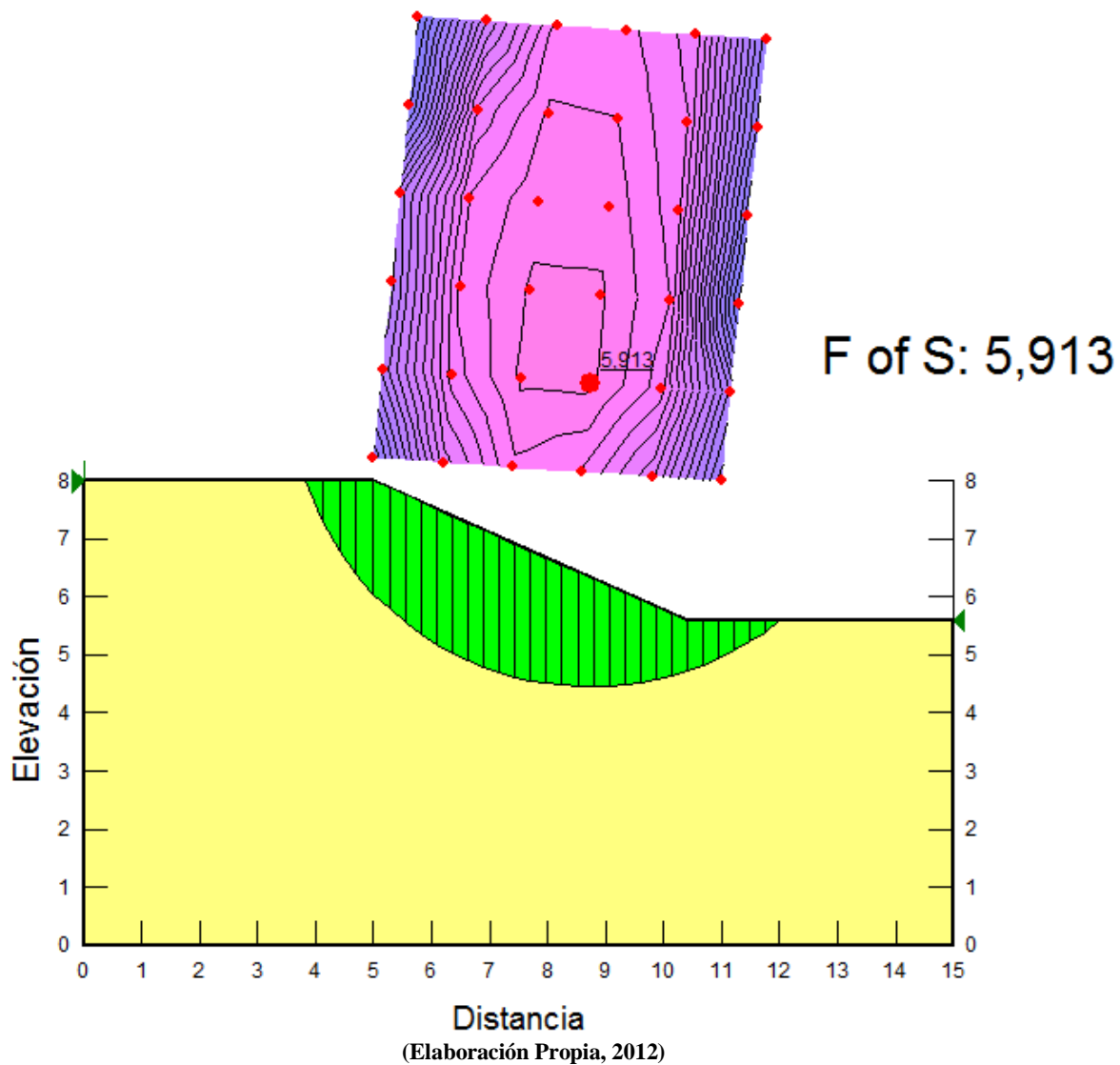
Tabla 91 Resultados del análisis de las dovelas en el análisis por el método de Morgenstern-Price del perfil 3

Análisis de dovelas						
Dovela No.	X (m)	Y (m)	PWP (F/m²)	Esfuerzo normal en la base (Ton/m²)	Fuerza de fricción (Ton/m²)	Fuerza de cohesión (Ton/m²)
1	3.9608524	7.649383	0	-0.18099993	-0.0882796	1.6
2	4.2577517	7.0453201	0	0.55390973	0.27015983	1.6
3	4.554651	6.590059	0	1.0723641	0.5230269	1.6
4	4.8515503	6.2207312	0	1.4814308	0.72254208	1.6
5	5.1355	5.9226958	0	1.752062	0.85453773	1.6
6	5.4065	5.6787905	0	1.9083403	0.93075977	1.6
7	5.6775	5.4664589	0	2.0372193	0.99361824	1.6
8	5.9485	5.2810828	0	2.1446827	1.0460316	1.6
9	6.2195	5.1193485	0	2.2344886	1.0898329	1.6
10	6.4905	4.9787999	0	2.3088836	1.1261178	1.6
11	6.7615	4.8575743	0	2.3690145	1.1554456	1.6
12	7.0325	4.754238	0	2.4151838	1.1779639	1.6
13	7.3035	4.6676797	0	2.4470213	1.1934921	1.6
14	7.5745	4.5970391	0	2.4636104	1.2015831	1.6
15	7.8455	4.5416572	0	2.4635941	1.2015751	1.6
16	8.1165	4.5010429	0	2.4452759	1.1926407	1.6
17	8.3875	4.4748494	0	2.4067234	1.1738374	1.6
18	8.6585	4.4628588	0	2.3458832	1.1441637	1.6
19	8.9295	4.4649729	0	2.2607081	1.102621	1.6
20	9.2005	4.4812089	0	2.1492951	1.0482813	1.6
21	9.4715	4.5117003	0	2.0100308	0.9803575	1.6
22	9.7425	4.5567024	0	1.841733	0.89827322	1.6
23	10.0135	4.6166034	0	1.6437798	0.80172496	1.6
24	10.2845	4.691942	0	1.4162078	0.69073068	1.6
25	10.551329	4.7817693	0	1.2373418	0.60349193	1.6
26	10.813987	4.8864638	0	1.109305	0.5410442	1.6
27	11.076645	5.008269	0	0.95539336	0.46597648	1.6
28	11.339303	5.1485715	0	0.77634332	0.37864794	1.6
29	11.601961	5.3091625	0	0.57321243	0.27957438	1.6
30	11.864619	5.4923915	0	0.34724553	0.16936296	1.6

(Elaboración Propia, 2012)

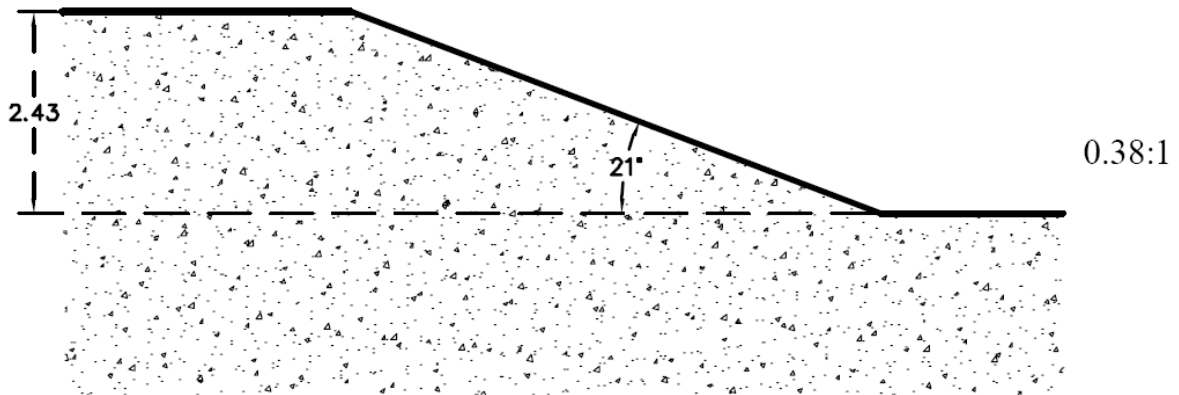
Gráfica 59 Análisis del perfil 3 del talud con el principio de dovelas y el principio de Morgenstern-Price

Name: Muestra 3 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 1,16 F/m³ Cohesion: 1,6 F/m² Phi: 26 °



4) *Análisis de estabilidad del perfil 4 del talud por el criterio de Morgenstern-Price.*

¡Error! No se encuentra el origen de la referencia. **Figura 151 (repetición) Perfil 4 del talud**



(Elaboración Propia, 2012)

Análisis del talud

Muestra: 3 "A"

Método de análisis: Morgenstern-Price

Dirección del movimiento: Izquierda a derecha

Número de dovelas: 30

Propiedades del talud

Peso unitario: 0.98Ton/m³

Cohesión': 5.1Ton/m²

Phi': 33°

Phi-B: 0°

Altura (H): 2.43 m

β: 21°

Resultados de la análisis del talud

Radio: 6.436 m

Centro de giro: (8.944, 10.075) m

Volumen total: 23.585 m³

Peso total: 23.114 Ton

Momento resistente total: 533.82 Ton.m

Momento actuante total: 31.05 Ton.m

Fuerza resistente total: 68.957 Ton

Fuerza actuante total: 4.028 Ton

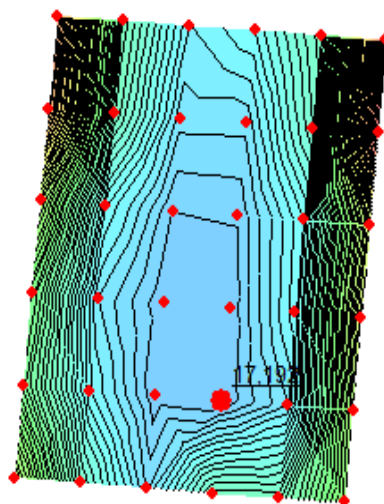
FS: 17.192

Tabla 92 Resultados del análisis de las dovelas en el análisis por el método de Morgenstern-Price del perfil 4

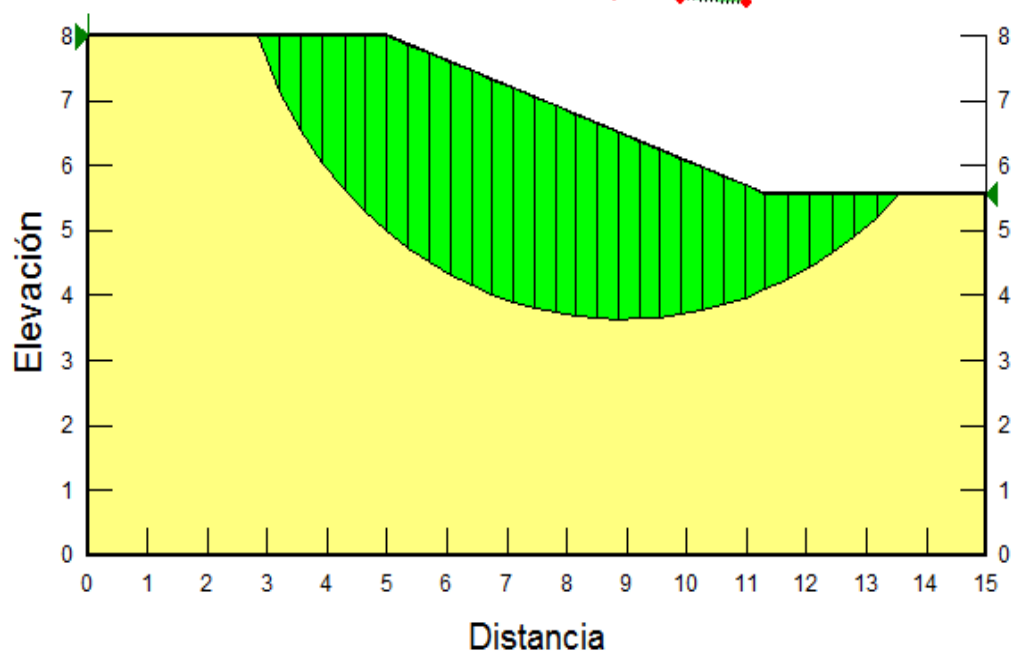
Análisis de dovelas						
Dovela No.	X (m)	Y (m)	PWP (F/m ²)	Esfuerzo normal en la base (Ton/m ²)	Fuerza de fricción (Ton/m ²)	Fuerza de cohesión (Ton/m ²)
1	3.0303767	7,5762351	0	-0.25263798	-0.1640650	5.1
2	3.38849	6.8445389	0	0.57875952	0.37585083	5.1
3	3.7466034	6.2906886	0	1.1623845	0.75486134	5.1
4	4.1047167	5.8401554	0	1.6204075	1.0523049	5.1
5	4.46283	5.4616158	0	2.0002644	1.2989869	5.1
6	4.8209433	5.1381494	0	2.3263224	1.5107314	5.1
7	5.1754167	4.8618012	0	2.5493401	1.6555608	5.1
8	5.52625	4.6249889	0	2.6781836	1.7392328	5.1
9	5.8770833	4.4198518	0	2.7824029	1.8069136	5.1
10	6.2279167	4.2430248	0	2.8652283	1.860701	5.1
11	6.57875	4.0919835	0	2.9286294	1.9018742	5.1
12	6.9295833	3.9648063	0	2.9736516	1.931112	5.1
13	7.2804167	3.8600219	0	3.0006381	1.9486372	5.1
14	7.63125	3.7765084	0	3.0093863	1.9543183	5.1
15	7.9820833	3.7134251	0	2.9992681	1.9477475	5.1
16	8.3329167	3.6701664	0	2.9693301	1.9283055	5.1
17	8.68375	3.6463308	0	2.9183824	1.8952197	5.1
18	9.0345833	3.6417017	0	2.8450833	1.8476187	5.1
19	9.3854167	3.6562375	0	2.7480211	1.7845858	5.1
20	9.73625	3.6900695	0	2.6257946	1.705211	5.1
21	10.087083	3.7435079	0	2.4770898	1.6086409	5.1
22	10.437917	3.8170566	0	2.3007506	1.4941249	5.1
23	10.78875	3.911438	0	2.0958379	1.3610531	5.1
24	11.139583	4.0276311	0	1.861673	1.2089846	5.1
25	11.500484	4.1716478	0	1.662819	1.0798473	5.1
26	11.871453	4.3467705	0	1.4971426	0.97225579	5.1
27	12.242422	4.5523496	0	1.2969417	0.84224379	5.1
28	12.61339	4.7919664	0	1.0612197	0.68916411	5.1
29	12.984359	5.0705543	0	0.78884501	0.51228194	5.1
30	13.355328	5.3951545	0	0.47827609	0.31059613	5.1

(Elaboración Propia, 2012)

Gráfica 60 Análisis del perfil 4 del talud con el principio de dovelas y el principio de Morgenstern-Price
Name: Muestra 4 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 0,98 F/m³ Cohesion: 5,1 F/m² Phi: 33 °



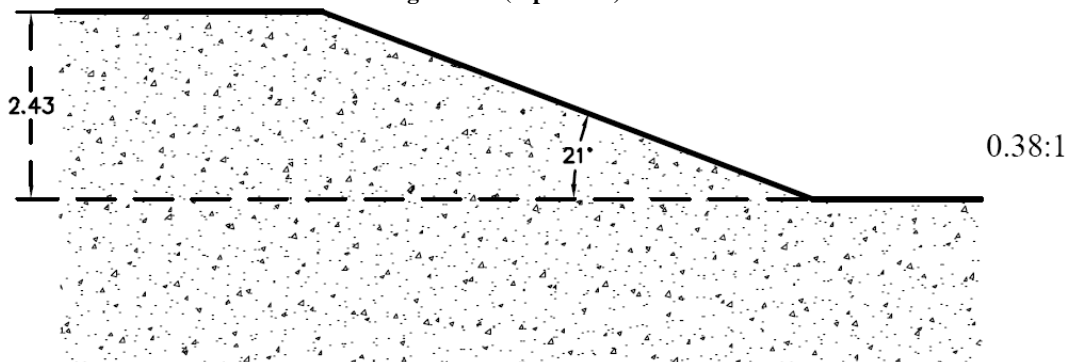
F of S: 17,192



(Elaboración Propia, 2012)

5) *Análisis de estabilidad del perfil 5 del talud por el criterio de Morgenstern-Price.*

Figura 153 (repetición) Perfil 5 del talud



(Elaboración propia, 2012)

Análisis del talud

Muestra: 3 "B"

Método de análisis: Morgenstern-Price

Dirección del movimiento: Izquierda a derecha

Número de dovelas: 30

Propiedades del talud

Peso unitario: 1.28Ton/m³

Cohesión': 6.5 Ton/m²

Phi': 31°

Phi-B: 0°

Altura (H): 2.43 m

β: 21°

Resultados de la análisis del talud

Radio: 6.436 m

Centro de giro: (8.944, 10.075) m

Volumen total: 23.585 m³

Peso total: 30.189 Ton

Momento resistente total: 673.49 Ton.m

Momento actuante total: 40.555 Ton.m

Fuerza resistente total: 86.933 Ton

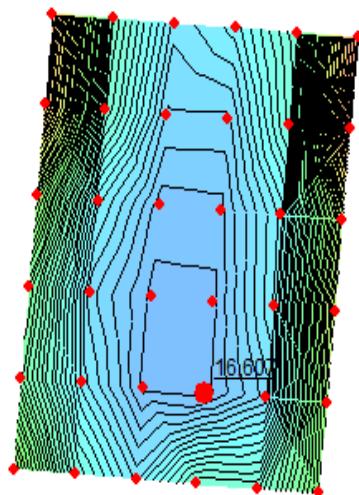
Fuerza actuante total: 5.257 Ton

FS: 16.607

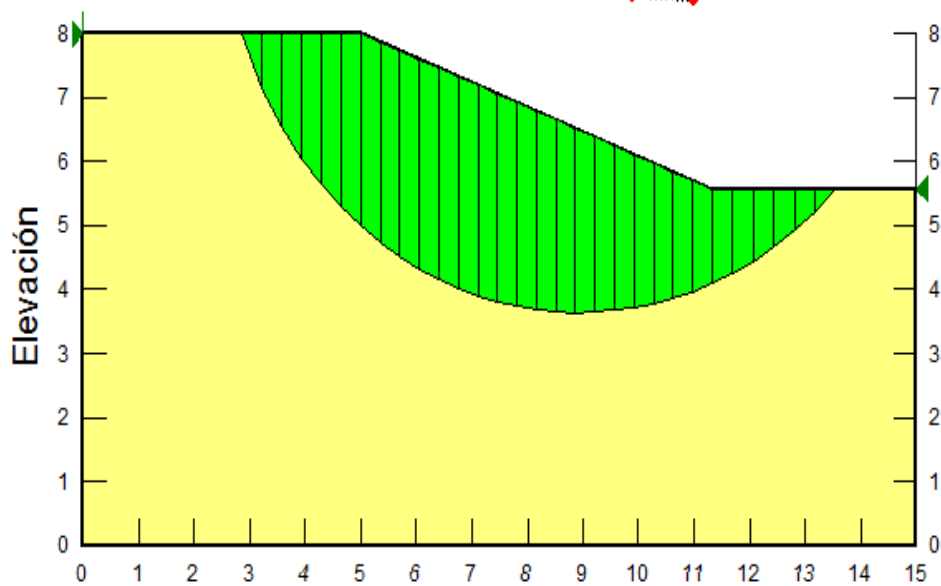
Tabla 93 Resultados del análisis de las dovelas en el análisis por el método de Morgenstern-Price del perfil 5

Análisis de dovelas						
Dovela No.	X (m)	Y (m)	PWP (F/m²)	Esfuerzo normal en la base (Ton/m²)	Fuerza de fricción (Ton/m²)	Fuerza de cohesión (Ton/m²)
1	3.0303767	7.5762351	0	-0.33959999	-0.2040523	6.5
2	3.38849	6.8445389	0	0.75212024	0.45191943	6.5
3	3.7466034	6.2906886	0	1.5174724	0.9117894	6.5
4	4.1047167	5.8401554	0	2.1176758	1.272428	6.5
5	4.46283	5.4616158	0	2.6151597	1.5713465	6.5
6	4.8209433	5.1381494	0	3.0419408	1.8277825	6.5
7	5.1754167	4.8618012	0	3.3336629	2.0030667	6.5
8	5.52625	4.6249889	0	3.5020023	2.1042153	6.5
9	5.8770833	4.4198518	0	3.6379824	2.1859204	6.5
10	6.2279167	4.2430248	0	3.7458506	2.2507341	6.5
11	6.57875	4.0919835	0	3.828205	2.3002176	6.5
12	6.9295833	3.9648063	0	3.8864362	2.3352065	6.5
13	7.2804167	3.8600219	0	3.9210189	2.3559859	6.5
14	7.63125	3.7765084	0	3.9317168	2.3624138	6.5
15	7.9820833	3.7134251	0	3.9177399	2.3540156	6.5
16	8.3329167	3.6701664	0	3.8778755	2.3300627	6.5
17	8.68375	3.6463308	0	3.8106038	2.2896417	6.5
18	9.0345833	3.6417017	0	3.7142075	2.231721	6.5
19	9.3854167	3.6562375	0	3.5868779	2.1552136	6.5
20	9.73625	3.6900695	0	3.4268181	2.05904	6.5
21	10.087083	3.7435079	0	3.2323417	1.9421868	6.5
22	10.437917	3.8170566	0	3.0019632	1.8037614	6.5
23	10.78875	3.911438	0	2.7344733	1.6430373	6.5
24	11.139583	4.0276311	0	2.4289941	1.4594869	6.5
25	11.500484	4.1716478	0	2.1697531	1.3037192	6.5
26	11.871453	4.3467705	0	1.9539524	1.174053	6.5
27	12.242422	4.5523496	0	1.6932639	1.0174156	6.5
28	12.61339	4.7919664	0	1.386373	0.83301694	6.5
29	12.984359	5.0705543	0	1.0317836	0.61995815	6.5
30	13.355328	5.3951545	0	0.62746637	0.37701983	6.5

(Elaboración Propia, 2012)

Gráfica 61 Análisis del perfil 5 del talud con el principio de dovelas y el principio de Morgenstern-PriceName: Muestra 5 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 1,28 F/m³ Cohesion: 6,5 F/m² Phi: 31 °

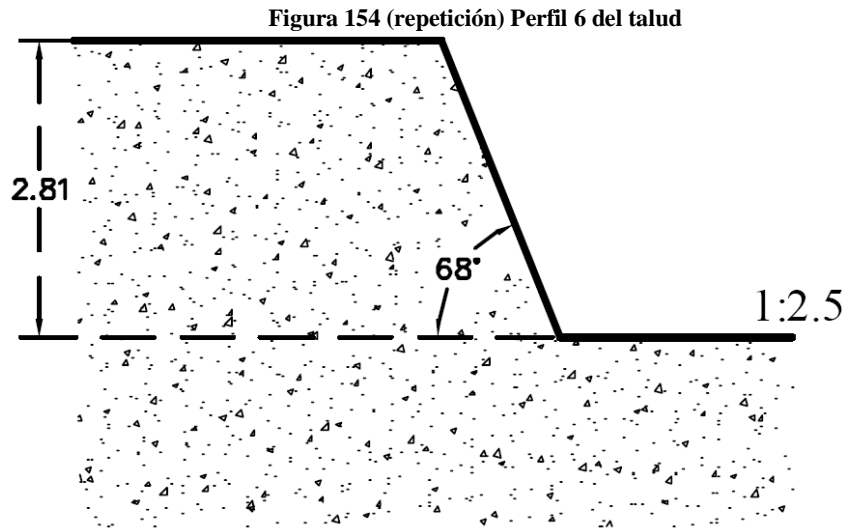
F of S: 16,607



Distancia

(Elaboración Propia, 2012)

6) *Análisis de estabilidad del perfil 6 del talud por el criterio de Morgenstern-Price.*



(Elaboración Propia, 2012)

Análisis del talud

Muestra: 4

Método de análisis: Morgenstern-Price

Dirección del movimiento: Izquierda a derecha

Número de dovelas: 30

Propiedades del talud

Peso unitario: 1.22 Ton/m³

Cohesión': 3.3 Ton/m²

Phi': 27°

Phi-B: 0 °

Altura (H): 2.81 m

β: 68°

Resultados de la análisis del talud

Radio: 4.509 m

Centro de giro: (8.69, 9.42) m

Volumen total: 9.583 m³

Peso total: 11.692 Ton

Momento resistente total: 132.59 Ton.m

Momento actuante total: 19.776 Ton.m

Fuerza resistente total: 24.366 Ton

Fuerza actuante total: 3.6349 Ton

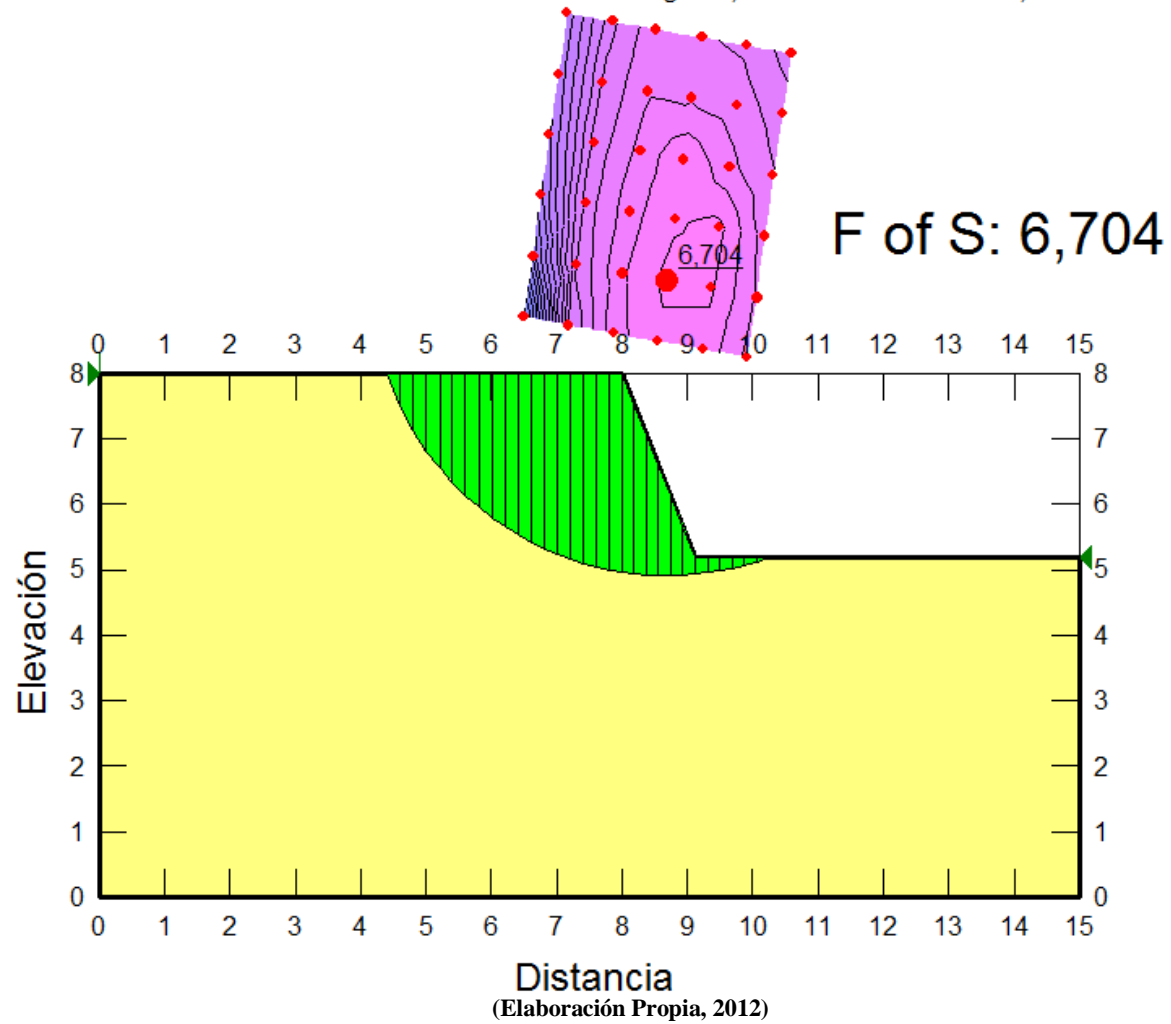
FS: 6.704

Tabla 94 Resultados del análisis de las dovelas en el análisis por el método de Morgenstern-Price del perfil 6

Análisis de dovelas						
Dovela No.	X (m)	Y (m)	PWP (F/m²)	Esfuerzo normal en la base (Ton/m²)	Fuerza de fricción (Ton/m²)	Fuerza de cohesión (Ton/m²)
1	4.5101876	7.750645	0	-0.78314396	-0.3990318	3.3
2	4.7096054	7.3131075	0	-0.08658293	-0.0441162	3.3
3	4.9090233	6.9711183	0	0.43902317	0.22369348	3.3
4	5.1084411	6.6867669	0	0.87017293	0.44337526	3.3
5	5.307859	6.4430348	0	1.2380461	0.63081599	3.3
6	5.5072769	6.2304316	0	1.5589065	0.79430252	3.3
7	5.7066947	6.043	0	1.8424839	0.93879243	3.3
8	5.9061126	5.8767063	0	2.0951494	1.067532	3.3
9	6.1055304	5.7286723	0	2.3213593	1.1827916	3.3
10	6.3049483	5.5967645	0	2.5243952	1.2862436	3.3
11	6.5043661	5.4793554	0	2.706778	1.3791723	3.3
12	6.703784	5.3751775	0	2.8705132	1.4625996	3.3
13	6.9032018	5.2832275	0	3.017244	1.5373626	3.3
14	7.1026197	5.2027033	0	3.1483483	1.6041636	3.3
15	7.3020375	5.1329594	0	3.2650033	1.6636023	3.3
16	7.5014554	5.0734756	0	3.3682274	1.7161976	3.3
17	7.7008732	5.0238345	0	3.4589077	1.7624015	3.3
18	7.9002911	4.983705	0	3.5378183	1.8026085	3.3
19	8.0935833	4.9535082	0	3.3207559	1.6920097	3.3
20	8.28075	4.9325211	0	2.8068593	1.4301662	3.3
21	8.4679167	4.9194093	0	2.2812591	1.1623596	3.3
22	8.6550833	4.914104	0	1.7440291	0.88862721	3.3
23	8.84225	4.9165775	0	1.1950669	0.608917	3.3
24	9.0294167	4.9268427	0	0.6341006	0.32309039	3.3
25	9.216509	4.944943	0	0.34840322	0.17752031	3.3
26	9.4035269	4.9709678	0	0.34033664	0.17341018	3.3
27	9.5905449	5.0050617	0	0.32297849	0.16456576	3.3
28	9.7775628	5.0474138	0	0.29608266	0.15086165	3.3
29	9.9645808	5.0982671	0	0.25932367	0.13213201	3.3
30	10.151599	5.1579265	0	0.21228864	0.10816647	3.3

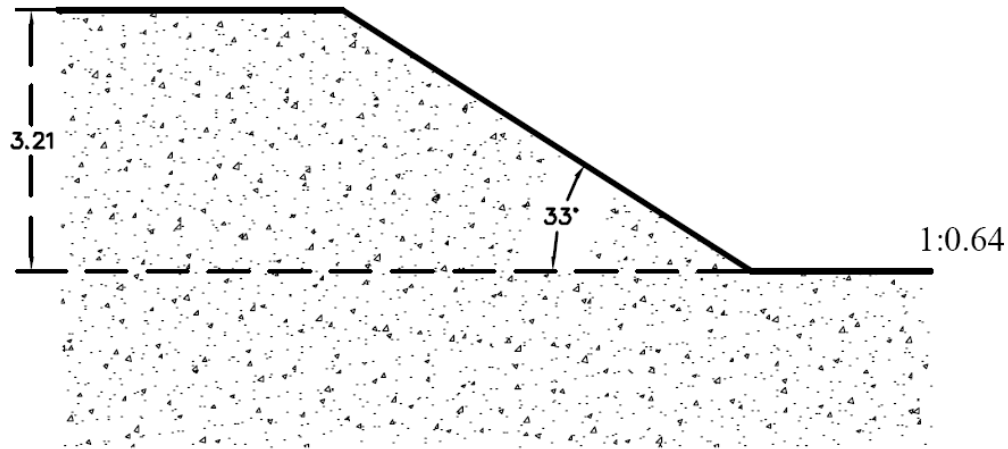
(Elaboración Propia, 2012)

Gráfica 62 Análisis del perfil 6 del talud con el principio de dovelas y el principio de Morgenstan-Price
Name: Muestra 6 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 1,22 F/m³ Cohesion': 3,3 F/m² Phi': 27 °



7) *Análisis de estabilidad del perfil 7 del talud por el criterio de Morgenstern-Price.*

Figura 155 (repetición)1 Perfil 7 del talud



(Elaboración Propia, 2012)

Análisis del talud

Muestra: 5

Método de análisis: Morgenstern-Price

Dirección del movimiento: Izquierda a derecha

Número de dovelas: 30

Propiedades del talud

Peso unitario: 1.25 Ton/m³

Cohesión': 2.9 Ton/m²

Phi': 25°

Phi-B: 0°

Altura (H): 3.21 m

β: 33°

Resultados de la análisis del talud

Radio: 5.810 m

Centro de giro: (7.554, 9.869) m

Volumen total: 17.066 m³

Peso total: 21.332 Ton

Momento resistente total: 228.93 Ton.m

Momento actuante total: 37.49 Ton.m

Fuerza resistente total: 33.177 Ton

Fuerza actuante total: 5.435 Ton

FS: 6.106

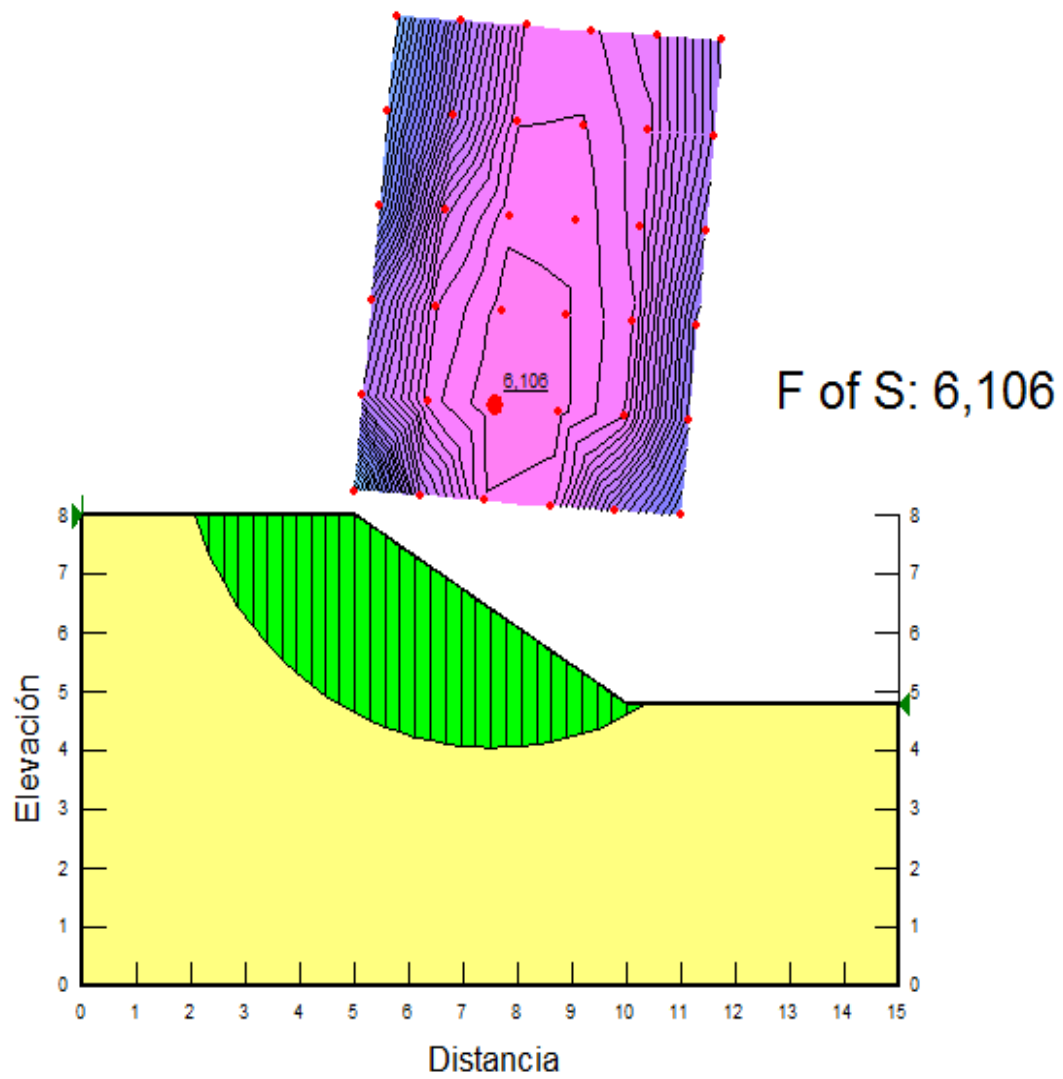
Tabla 95 Resultados del análisis de las dovelas en el análisis por el método de Morgenstern-Price del perfil 7

Análisis de dovelas						
Dovela No.	X (m)	Y (m)	PWP (F/m²)	Esfuerzo normal en la base (Ton/m²)	Fuerza de fricción (Ton/m²)	Fuerza de cohesión (Ton/m²)
1	2.1864816	7.6726133	0	-0.60376277	-0.2815392	2.9
2	2.4544357	7.098629	0	0.25262935	0.117803	2.9
3	2.7223899	6.6508983	0	0.86726899	0.40441417	2.9
4	2.990344	6.2794469	0	1.3544682	0.63159887	2.9
5	3.2582981	5.9618433	0	1.7622373	0.82174476	2.9
6	3.5262523	5.6855806	0	2.1161678	0.98678527	2.9
7	3.7942064	5.4428107	0	2.4317417	1.1339398	2.9
8	4.0621605	5.2282233	0	2.7190431	1.2679106	2.9
9	4.3301147	5.0380328	0	2.9849116	1.3918871	2.9
10	4.5980688	4.8694368	0	3.2340475	1.5080611	2.9
11	4.8660229	4.7203028	0	3.4696271	1.6179137	2.9
12	5.1393056	4.5867002	0	3.5964457	1.6770502	2.9
13	5.4179167	4.4679484	0	3.6117978	1.684209	2.9
14	5.6965278	4.3658571	0	3.6109551	1.683816	2.9
15	5.9751389	4.2795104	0	3.5928208	1.6753599	2.9
16	6.25375	4.2081856	0	3.5558821	1.6581351	2.9
17	6.5323611	4.1513189	0	3.4983342	1.6313	2.9
18	6.8109722	4.1084811	0	3.4182042	1.5939348	2.9
19	7.0895833	4.07936	0	3.3134808	1.5451015	2.9
20	7.3681944	4.0637486	0	3.1822494	1.4839073	2.9
21	7.6468056	4.0615379	0	3.0228314	1.4095695	2.9
22	7.9254167	4.0727123	0	2.833922	1.3214795	2.9
23	8.2040278	4.0973498	0	2.6147175	1.2192628	2.9
24	8.4826389	4.1356245	0	2.3650216	1.1028277	2.9
25	8.76125	4.1878125	0	2.0853204	0.97240087	2.9
26	9.0398611	4.2543029	0	1.7768127	0.82854138	2.9
27	9.3184722	4.3356126	0	1.441391	0.67213165	2.9
28	9.5970833	4.4324086	0	1.0815664	0.5043427	2.9
29	9.8756944	4.5455383	0	0.70034179	0.32657474	2.9
30	10.194811	4.6981525	0	0.38975809	0.18174718	2.9

(Elaboración Propia, 2012)

Gráfica 63 Análisis del perfil 7 del talud con el principio de dovelas y el principio de Morgenstan-Price

Name: Muestra 7 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 1,25 F/m³ Cohesion: 2,9 F/m² Phi: 25 ° Phi-B: 0 °



(Elaboración Propia, 2012)

D. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS MECÁNICOS A LAS RAÍCES DEL VETIVER (TENSIÓN Y CORTE)

1. SISTEMA VETIVER COMBINADO CON GEOMANTA

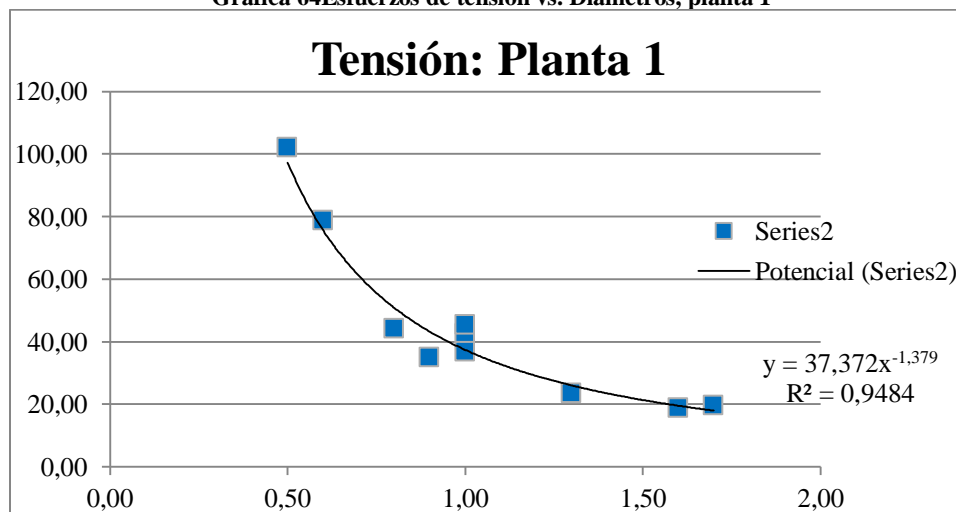
a. Ensayos a tensión

Tabla 96 Resultados de ensayo a tensión planta 1

PLANTA 1					
Número de raíz	Diámetro (mm)	Carga soportada (lb)	Área (mm ²)	Carga soportada (N)	Esfuerzo (Mpa)
1	1.60	8.50	2.01	37.86	18.83
2	1.30	7.00	1.33	31.18	23.49
3	1.00	7.50	0.79	33.41	42.54
4	1.00	6.50	0.79	28.95	36.87
5	0.90	5.00	0.64	22.27	35.01
6	1.70	10.00	2.27	44.55	19.63
7	0.80	5.00	0.50	22.27	44.31
8	0.60	5.00	0.28	22.27	78.77
9	0.50	4.50	0.20	20.05	102.09
10	1.00	8.00	0.79	35.64	45.37
Promedio				29.85	44.69
Máximo				44.55	102.09
Mínimo				20.05	18.83
Desviación estándar				8.15	26.59

(Elaboración Propia, 2012)

Gráfica 64 Esfuerzos de tensión vs. Diámetros, planta 1



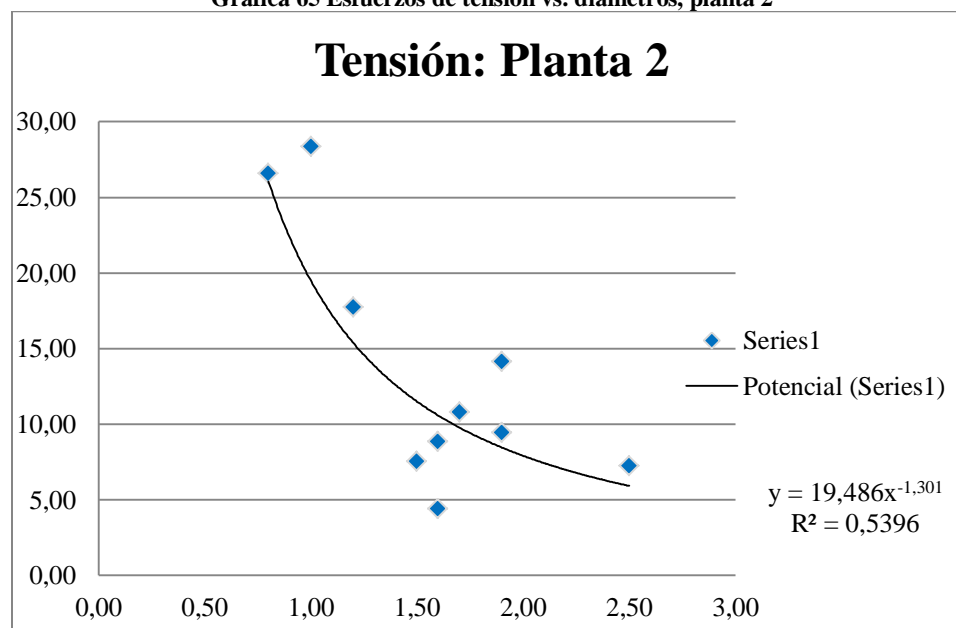
(Elaboración Propia, 2012)

Tabla 97 Resultados de ensayo a tensión planta 2

PLANTA 2					
Número de raíz	Diámetro (mm)	Carga soportada (lb)	Área (mm ²)	Carga soportada (N)	Esfuerzo (Mpa)
1	1.90	6.00	2.84	26.73	9.43
2	1.50	3.00	1.77	13.36	7.56
3	1.60	4.00	2.01	17.82	8.86
4	1.20	4.50	1.13	20.05	17.72
5	1.00	5.00	0.79	22.27	28.36
6	2.50	8.00	4.91	35.64	7.26
7	1.90	9.00	2.84	40.09	14.14
8	1.70	5.50	2.27	24.50	10.79
9	0.80	3.00	0.50	13.36	26.59
10	1.60	2.00	2.01	8.91	4.43
Promedio				22.27	13.51
Máximo				40.09	28.36
Mínimo				8.91	4.43
Desviación estándar				9.91	8.25

(Elaboración Propia, 2012)

Gráfica 65 Esfuerzos de tensión vs. diámetros, planta 2



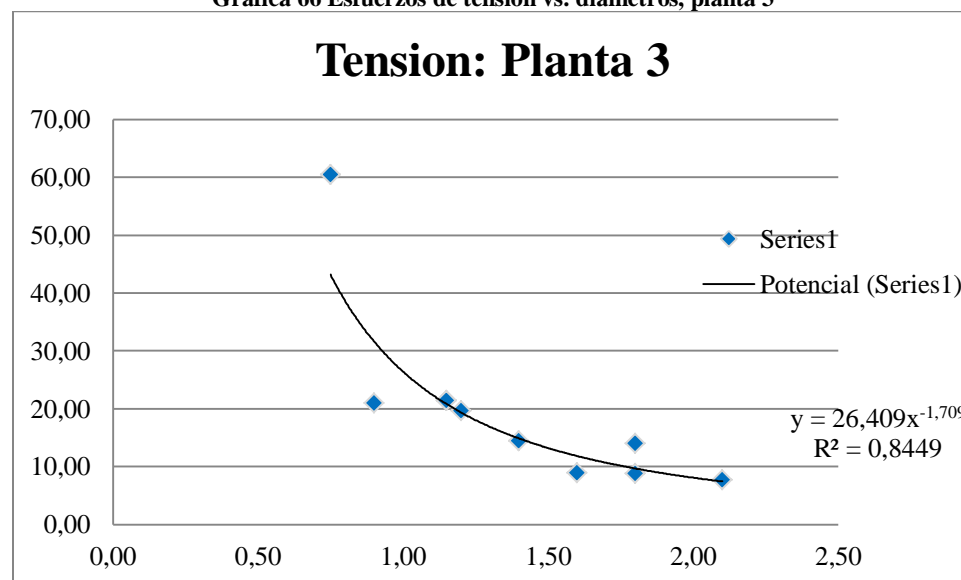
(Elaboración Propia, 2012)

Tabla 98 Resultados de ensayo a tensión planta 3

PLANTA 3					
Número de raíz	Diámetro (mm)	Carga soportada (lb)	Área (mm ²)	Carga soportada (N)	Esfuerzo (Mpa)
1	1.15	5.00	1.04	22.27	21.44
2	1.60	4.00	2.01	17.82	8.86
3	2.10	6.00	3.46	26.73	7.72
4	0.90	3.00	0.64	13.36	21.01
5	1.40	5.00	1.54	22.27	14.47
6	1.80	8.00	2.54	35.64	14.00
7	1.15	5.00	1.04	22.27	21.44
8	1.80	5.00	2.54	22.27	8.75
9	0.75	6.00	0.44	26.73	60.50
10	1.20	5.00	1.13	22.27	19.69
Promedio				23.16	19.79
Máximo				35.64	60.50
Mínimo				13.36	7.72
Desviación estándar				5.86	15.32

(Elaboración Propia, 2012)

Gráfica 66 Esfuerzos de tensión vs. diámetros, planta 3



(Elaboración Propia, 2012)

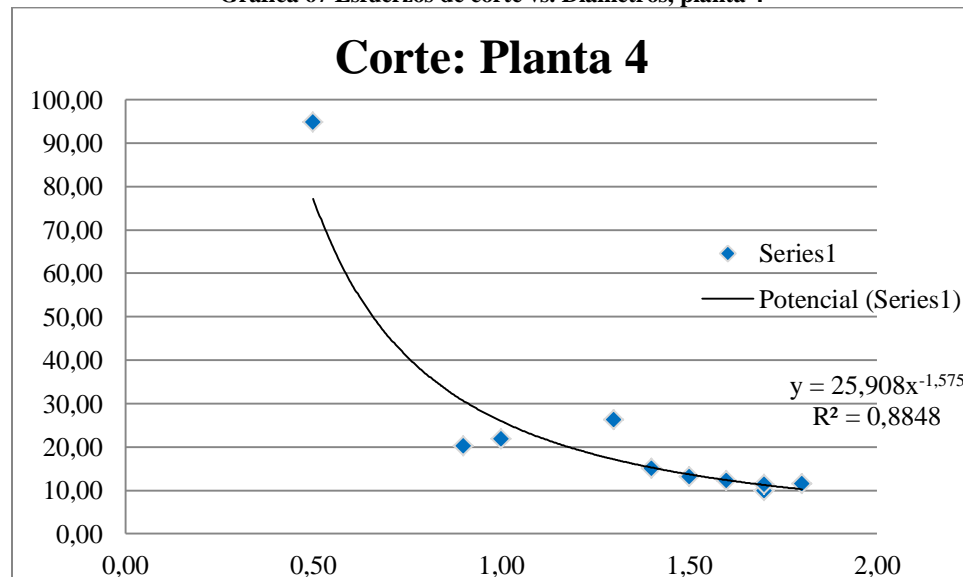
b. Ensayos a corte

Tabla 99 Resultados de ensayo a corte planta 4

PLANTA 4 CORTE					
Número de raíz	Diámetro (mm)	Carga soportada (g)	Área (mm ²)	Carga soportada (N)	Esfuerzo (Mpa)
1	1.80	5994.50	2.54	29.37	11.54
2	1.70	4582.00	2.27	22.45	9.89
3	1.50	4740.50	1.77	23.23	13.14
4	1.00	3505.50	0.79	17.18	21.87
5	0.90	2620.50	0.64	12.84	20.18
6	1.40	4751.50	1.54	23.28	15.12
7	1.60	5057.50	2.01	24.78	12.33
8	1.70	5257.50	2.27	25.76	11.35
9	1.30	7137.50	1.33	34.97	26.35
10	0.50	3800.50	0.20	18.62	94.84
Promedio				23.25	23.66
Máximo				34.97	94.84
Mínimo				12.84	9.89
Desviación estándar				6.24	25.58

(Elaboración Propia, 2012)

Gráfica 67 Esfuerzos de corte vs. Diámetros, planta 4



(Elaboración Propia, 2012)

2. SISTEMA VETIVER COMBINADO CON GEOTEXTIL

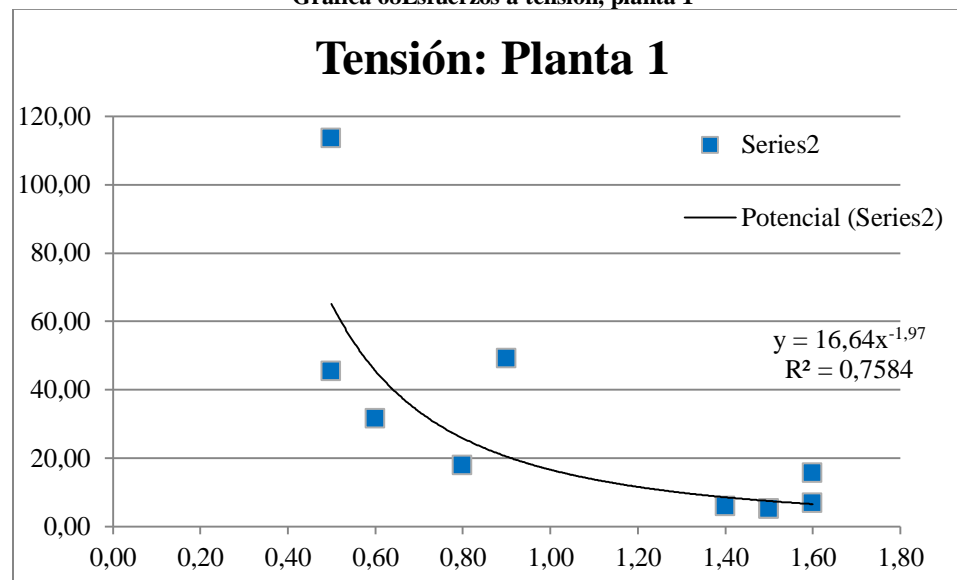
a. Ensayos a tensión

Tabla 100 Resultados de ensayo a tensión planta 1

PLANTA 1					
Número de raíz	Diámetro (mm)	Carga soportada (lb)	Área (mm ²)	Carga soportada (N)	Esfuerzo (Mpa)
1	1.60	3.00	2.01	13.36	6.65
2	1.50	2.00	1.77	8.91	5.04
3	1.40	2.00	1.54	8.91	5.79
4	1.60	7.00	2.01	31.18	15.51
5	1.50	2.00	1.77	8.91	5.04
6	0.80	2.00	0.50	8.91	17.72
7	0.60	2.00	0.28	8.91	31.51
8	0.50	2.00	0.20	8.91	45.37
9	0.90	7.00	0.64	31.18	49.01
10	0.50	5.00	0.20	22.27	113.43
Promedio				15.15	29.51
Máximo				31.18	113.43
Mínimo				8.91	5.04
Desviación estándar				9.44	33.83

(Elaboración Propia, 2012)

Gráfica 68 Esfuerzos a tensión, planta 1



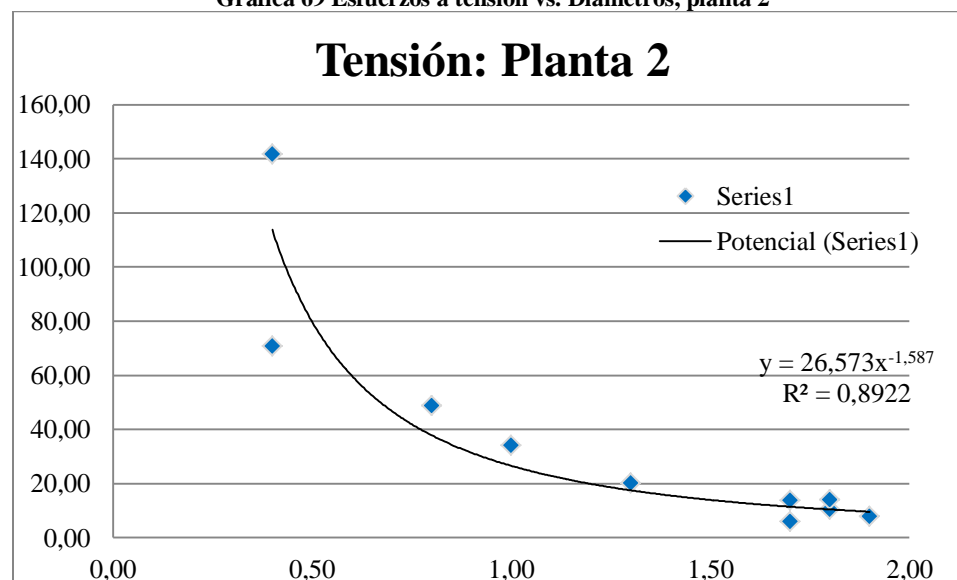
(Elaboración Propia, 2012)

Tabla 101 Resultados de ensayo a tensión planta 2

PLANTA 2					
Número de raíz	Diámetro (mm)	Carga soportada (lb)	Área (mm ²)	Carga soportada (N)	Esfuerzo (Mpa)
1	1.00	6.00	0.79	26.73	34.03
2	1.70	3.00	2.27	13.36	5.89
3	0.40	4.00	0.13	17.82	141.79
4	1.90	5.00	2.84	22.27	7.86
5	1.30	6.00	1.33	26.73	20.14
6	0.40	2.00	0.13	8.91	70.90
7	1.80	6.00	2.54	26.73	10.50
8	1.70	7.00	2.27	31.18	13.74
9	0.80	5.50	0.50	24.50	48.74
10	1.80	8.00	2.54	35.64	14.00
Promedio				23.39	36.76
Máximo				35.64	141.79
Mínimo				8.91	5.89
Desviación estándar				8.08	42.36

(Elaboración Propia, 2012)

Gráfica 69 Esfuerzos a tensión vs. Diámetros, planta 2



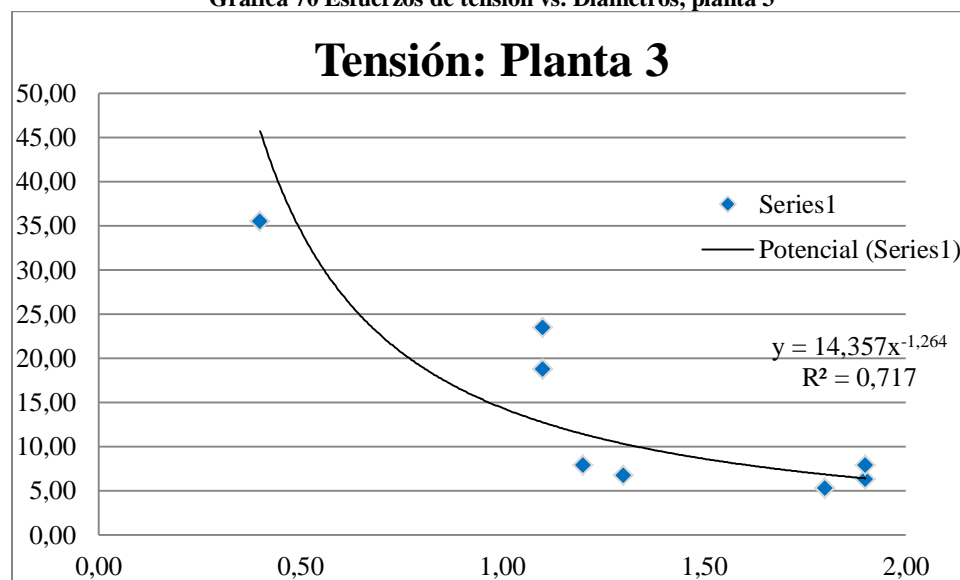
(Elaboración Propia, 2012)

Tabla 102 Resultados de ensayo a tensión planta 3

PLANTA 3					
Número de raíz	Diámetro (mm)	Carga soportada (lb)	Área (mm ²)	Carga soportada (N)	Esfuerzo (Mpa)
1	1.20	2.00	1.13	8.91	7.88
2	0.40	1.00	0.13	4.45	35.45
3	1.10	5.00	0.95	22.27	23.44
4	1.30	2.00	1.33	8.91	6.71
5	1.90	4.00	2.84	17.82	6.28
6	1.80	3.00	2.54	13.36	5.25
7	1.10	4.00	0.95	17.82	18.75
8	1.80	3.00	2.54	13.36	5.25
9	1.90	5.00	2.84	22.27	7.86
10	1.10	4.00	0.95	17.82	18.75
Promedio				14.70	13.56
Máximo				22.27	35.45
Mínimo				4.45	5.25
Desviación estándar				5.96	10.18

(Elaboración Propia, 2012)

Gráfica 70 Esfuerzos de tensión vs. Diámetros, planta 3



(Elaboración Propia, 2012)

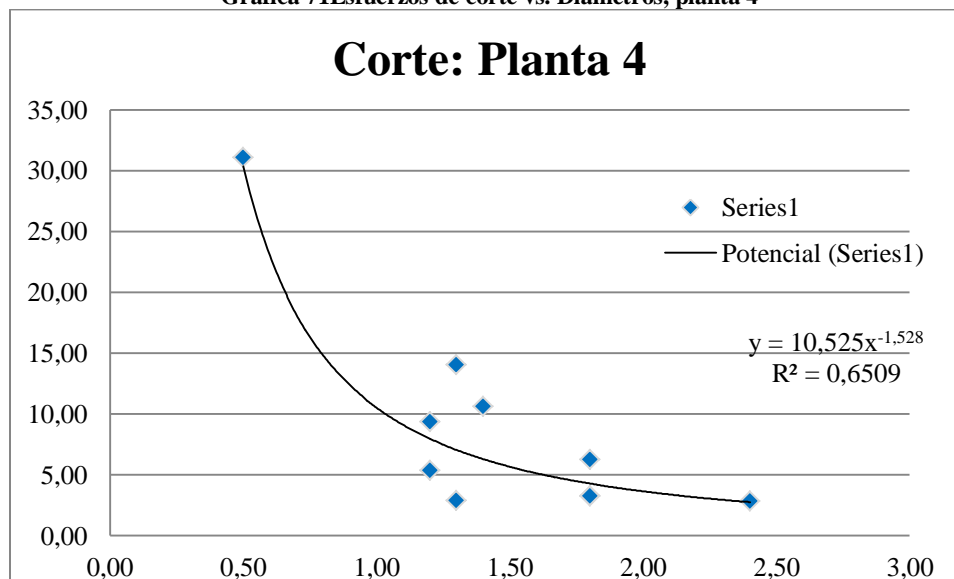
b. Ensayos a corte

Tabla 103 Resultados de ensayo a corte planta 4

PLANTA 4 CORTE					
Número de raíz	Diámetro (mm)	Carga soportada (g)	Área (mm ²)	Carga soportada (N)	Esfuerzo (Mpa)
1	1.30	788.50	1.33	3.86	2.91
2	1.30	3800.50	1.33	18.62	14.03
3	1.20	2162.50	1.13	10.60	9.37
4	0.50	1246.50	0.20	6.11	31.11
5	1.20	1246.50	1.13	6.11	5.40
6	1.40	3342.50	1.54	16.38	10.64
7	1.80	3254.50	2.54	15.95	6.27
8	1.80	1704.50	2.54	8.35	3.28
9	1.80	1704.50	2.54	8.35	3.28
10	2.40	2620.50	4.52	12.84	2.84
Promedio				10.72	8.91
Máximo				18.62	31.11
Mínimo				3.86	2.84
Desviación estándar				5.02	8.68

(Elaboración Propia, 2012)

Gráfica 71 Esfuerzos de corte vs. Diámetros, planta 4



(Elaboración Propia, 2012)

3. SISTEMA VETIVER SOLO

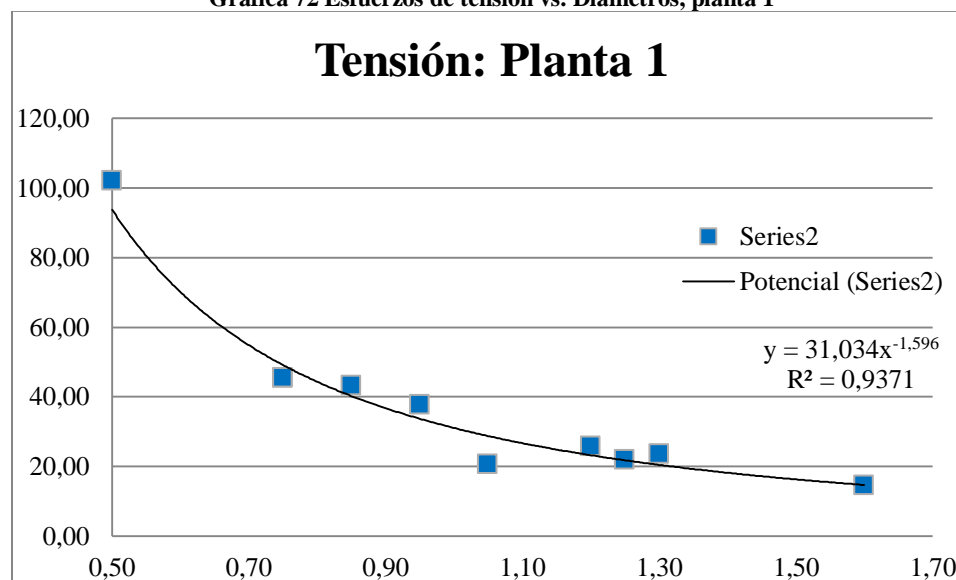
a. Ensayos a Tensión

Tabla 104 Resultados de ensayo a tensión planta 1

PLANTA 1					
Número de raíz	Diámetro (mm)	Carga soportada (lb)	Área (mm ²)	Carga soportada (N)	Esfuerzo (Mpa)
1	1.20	6.50	1.13	28.95	25.60
2	1.60	6.50	2.01	28.95	14.40
3	0.95	6.00	0.71	26.73	37.71
4	0.85	5.50	0.57	24.50	43.18
5	1.05	4.00	0.87	17.82	20.58
6	0.50	4.50	0.20	20.05	102.09
7	1.25	6.00	1.23	26.73	21.78
8	1.30	7.00	1.33	31.18	23.49
9	0.75	4.50	0.44	20.05	45.37
10	0.75	4.50	0.44	20.05	45.37
Promedio				24.50	37.96
Máximo				31.18	102.09
Mínimo				17.82	14.40
Desviación estándar				4.70	25.23

(Elaboración Propia, 2012)

Gráfica 72 Esfuerzos de tensión vs. Diámetros, planta 1



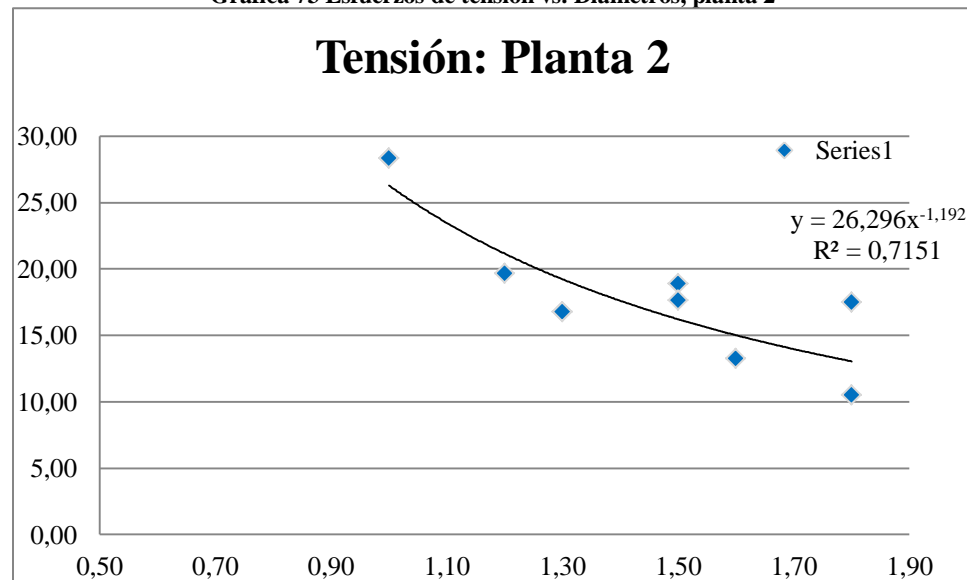
(Elaboración Propia, 2012)

Tabla 105 Resultados de ensayo a tensión planta 2

PLANTA 2					
Número de raíz	Diámetro (mm)	Carga soportada (lb)	Área (mm ²)	Carga soportada (N)	Esfuerzo (Mpa)
1	1.80	6.00	2.54	26.73	10.50
2	1.80	10.00	2.54	44.55	17.51
3	1.20	5.00	1.13	22.27	19.69
4	1.00	5.00	0.79	22.27	28.36
5	1.30	5.00	1.33	22.27	16.78
6	1.50	7.50	1.77	33.41	18.91
7	1.60	6.00	2.01	26.73	13.29
8	1.50	7.00	1.77	31.18	17.65
9	1.00	5.00	0.79	22.27	28.36
10	1.30	5.00	1.33	22.27	16.78
Promedio				27.40	18.78
Máximo				44.55	28.36
Mínimo				22.27	10.50
Desviación estándar				7.28	5.71

(Elaboración Propia, 2012)

Gráfica 73 Esfuerzos de tensión vs. Diámetros, planta 2



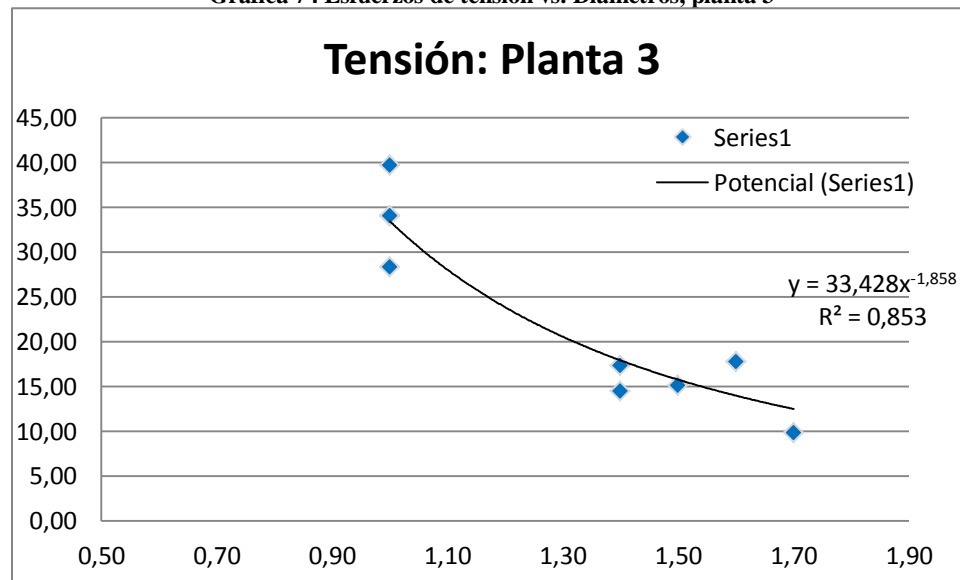
(Elaboración Propia, 2012)

Tabla 106 Resultados de ensayo a tensión planta 3

PLANTA 3					
Número de raíz	Diámetro (mm)	Carga soportada (lb)	Área (mm ²)	Carga soportada (N)	Esfuerzo (Mpa)
1	1.50	6.00	1.77	26.73	15.12
2	1.70	5.00	2.27	22.27	9.81
3	1.00	6.00	0.79	26.73	34.03
4	1.00	7.00	0.79	31.18	39.70
5	1.00	6.00	0.79	26.73	34.03
6	1.00	5.00	0.79	22.27	28.36
7	1.60	8.00	2.01	35.64	17.72
8	1.40	5.00	1.54	22.27	14.47
9	1.60	8.00	2.01	35.64	17.72
10	1.40	6.00	1.54	26.73	17.36
Promedio				27.62	22.83
Máximo				35.64	39.70
Mínimo				22.27	9.81
Desviación estándar				5.06	10.26

(Elaboración Propia, 2012)

Gráfica 74 Esfuerzos de tensión vs. Diámetros, planta 3



(Elaboración Propia, 2012)

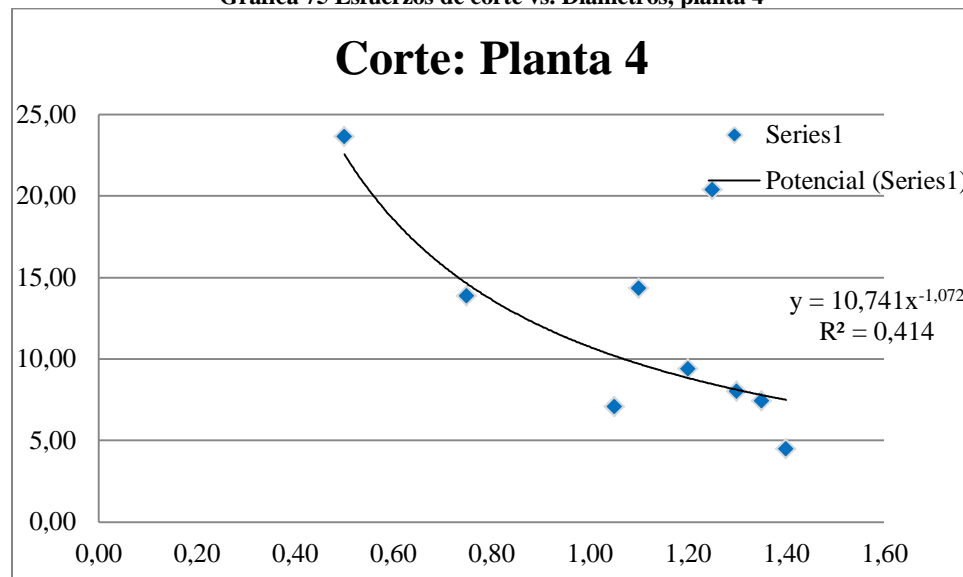
b. Ensayos a Corte

Tabla 107 Resultados de ensayo a corte planta 4

PLANTA 4					
Número de raíz	Diámetro (mm)	Carga soportada (g)	Área (mm ²)	Carga soportada (N)	Esfuerzo (Mpa)
1	0.75	1246.50	0.44	6.11	13.83
2	0.50	947.00	0.20	4.64	23.63
3	1.40	1405.50	1.54	6.89	4.47
4	1.05	1246.50	0.87	6.11	7.05
5	1.35	2162.50	1.43	10.60	7.40
6	1.25	5099.00	1.23	24.99	20.36
7	1.05	1246.50	0.87	6.11	7.05
8	1.20	2162.50	1.13	10.60	9.37
9	1.10	2779.00	0.95	13.62	14.33
10	1.30	2162.50	1.33	10.60	7.98
Promedio				10.02	11.55
Máximo				24.99	23.63
Mínimo				4.64	4.47
Desviación estándar				5.99	6.34

(Elaboración Propia, 2012)

Gráfica 75 Esfuerzos de corte vs. Diámetros, planta 4



(Elaboración Propia, 2012)

E. RESULTADOS DE LAS MEDICIÓN DE LA LONGITUD DE LAS RAÍCES

1. SISTEMA VETIVER COMBINADO CON GEOMANTA

Tabla 108 Mediciones de las raíces planta 1

PLANTA 1			
Número de raíz	Diámetro (mm)	Largo (cm)	Área (mm ²)
1	1.800	24.500	2.545
2	2.000	11.000	3.142
3	2.100	24.000	3.464
4	2.800	22.500	6.158
5	1.600	10.000	2.011
6	1.300	13.600	1.327
7	1.900	13.000	2.835
8	2.500	8.500	4.909
9	1.000	17.600	0.785
10	1.000	12.400	0.785
11	2.300	18.000	4.155
12	1.700	19.000	2.270
13	1.100	9.300	0.950
14	1.800	6.300	2.545
15	1.500	15.500	1.767
16	2.300	15.000	4.155
17	1.700	25.500	2.270
18	1.700	18.000	2.270
19	1.800	19.800	2.545
20	1.000	13.000	0.785
21	1.000	18.000	0.785
22	1.100	13.000	0.950
23	1.200	10.500	1.131
Promedio	1.661	15.565	2.371
Máximo	2.800	25.500	6.158
Mínimo	1.000	6.300	0.785
Desviación estándar	0.522	5.376	1.454
		Área total=	54.538

(Elaboración Propia, 2012)

Tabla 109 Mediciones de las raíces planta 2

PLANTA 2			
Número de raíz	Diámetro (mm)	Largo (cm)	Área (mm ²)
1	1.900	21.200	2.835
2	1.500	12.500	1.767
3	1.800	8.900	2.545
4	1.800	10.000	2.545
5	2.000	10.400	3.142
6	1.000	13.800	0.785
7	1.000	33.500	0.785
8	1.500	6.500	1.767
9	1.300	7.000	1.327
10	0.900	11.000	0.636
11	1.100	13.500	0.950
12	1.900	8.000	2.835
13	1.000	7.000	0.785
14	1.600	10.800	2.011
15	1.700	10.000	2.270
16	1.000	13.500	0.785
17	1.000	12.000	0.785
18	1.500	15.000	1.767
19	1.100	7.000	0.950
20	1.000	8.000	0.785
21	1.300	6.100	1.327
22	1.000	6.800	0.785
23	1.000	14.300	0.785
24	1.000	7.000	0.785
25	0.900	19.500	0.636
26	1.400	14.000	1.539
27	1.000	33.000	0.785
28	1.900	13.600	2.835
29	1.600	15.000	2.011
30	1.600	15.500	2.011
31	1.800	7.000	2.545
32	1.400	10.000	1.539
Promedio	1.359	12.544	1.551
Máximo	2.000	33.500	3.142
Mínimo	0.900	6.100	0.636
Desviación estándar	0.363	6.625	0.805
		Área total=	49.645

(Elaboración Propia, 2012)

Tabla 110 Mediciones de las raíces planta 3

PLANTA 3			
Número de raíz	Diámetro (mm)	Largo (cm)	Área (mm ²)
1	1.800	24.300	2.545
2	1.700	22.300	2.270
3	2.700	26.000	5.726
4	1.200	24.500	1.131
5	1.900	22.000	2.835
6	1.900	32.400	2.835
7	1.900	21.500	2.835
8	3.000	9.100	7.069
9	2.000	20.000	3.142
10	0.400	13.500	0.126
11	1.400	20.000	1.539
12	2.800	18.000	6.158
13	1.200	18.500	1.131
14	1.700	24.500	2.270
15	1.300	18.000	1.327
16	1.600	16.500	2.011
17	1.300	20.500	1.327
18	1.500	22.000	1.767
19	2.600	14.000	5.309
20	1.600	21.000	2.011
21	0.500	26.500	0.196
22	0.200	15.000	0.031
23	1.800	15.500	2.545
24	1.200	9.000	1.131
25	0.400	32.000	0.126
26	1.700	18.000	2.270
27	1.200	7.500	1.131
28	1.100	17.000	0.950
29	1.600	15.500	2.011
30	1.200	8.000	1.131
31	0.100	20.500	0.008
32	1.500	25.500	1.767
33	2.100	22.000	3.464
34	1.400	11.500	1.539
35	1.000	13.000	0.785
36	1.500	13.500	1.767

(Elaboración Propia, 2012)

Tabla 110 Mediciones de las raíces planta 3 (Continuación)

PLANTA 3			
Número de raíz	Diámetro (mm)	Largo (cm)	Área (mm ²)
37	1.000	13.500	0.785
38	0.100	16.000	0.008
39	1.100	11.000	0.950
Promedio	1.441	18.438	1.999
Máximo	3.000	32.400	7.069
Mínimo	0.100	7.500	0.008
Desviación estándar	0.693	6.098	1.675
Área total=			77.959

(Elaboración propia, 2012)

2. SISTEMA VETIVER COMBINADO CON GEOTEXTIL**Tabla 111 Mediciones de las raíces planta 1**

PLANTA 1			
Número de raíz	Diámetro (mm)	Largo (cm)	Área (mm ²)
1	0.600	19.500	0.283
2	1.700	22.500	2.270
3	1.100	20.000	0.950
4	0.500	13.000	0.196
5	1.000	26.000	0.785
6	1.200	33.000	1.131
7	1.000	28.000	0.785
8	0.400	16.000	0.126
9	1.200	20.500	1.131
10	0.500	15.000	0.196
11	1.000	17.000	0.785
12	1.300	18.000	1.327
13	1.000	15.500	0.785
14	1.300	13.000	1.327
15	1.300	10.500	1.327
16	0.900	3.900	0.636
17	0.800	6.600	0.503
18	1.600	10.900	2.011
19	2.000	3.600	3.142
20	0.500	13.700	0.196
21	0.500	9.900	0.196
22	0.600	8.700	0.283
23	0.400	11.500	0.126

(Elaboración Propia, 2012)

Tabla 111 Mediciones de las raíces planta 1 (Continuación)

PLANTA 1			
Número de raíz	Diámetro (mm)	Largo (cm)	Área (mm ²)
24	0.500	4.400	0.196
25	0.700	12.300	0.385
26	0.300	15.900	0.071
27	0.300	8.800	0.071
28	0.600	12.700	0.283
29	0.700	4.400	0.385
30	0.100	6.400	0.008
31	0.500	3.300	0.196
32	0.400	4.600	0.126
33	0.300	7.400	0.071
34	0.400	2.400	0.126
35	0.800	8.900	0.503
36	0.500	7.900	0.196
37	0.600	8.200	0.283
38	0.300	7.800	0.071
39	0.200	17.000	0.031
40	0.200	12.600	0.031
41	0.600	8.600	0.283
42	0.900	7.000	0.636
43	1.400	8.900	1.539
44	0.200	15.800	0.031
45	0.600	16.400	0.283
46	1.800	8.900	2.545
47	1.900	9.200	2.835
48	0.900	8.400	0.636
49	1.800	8.400	2.545
50	0.800	10.200	0.503
51	0.600	7.100	0.283
52	0.300	20.600	0.071
53	0.400	13.500	0.126
54	1.700	11.400	2.270
55	0.900	11.300	0.636
56	0.300	10.900	0.071
57	0.400	8.100	0.126
58	1.600	8.900	2.011
59	0.800	9.600	0.503
60	0.800	6.400	0.503
61	1.200	3.400	1.131
62	0.600	4.600	0.283

(Elaboración Propia, 2012)

Tabla 111 Mediciones de las raíces planta 1 (Continuación)

	PLANTA 2		
	Diámetro (mm)	Largo (cm)	Área (mm ²)
Promedio	0.802	11.481	0.689
Máximo	2.000	33.000	3.142
Mínimo	0.100	2.400	0.008
Desviación estándar	0.488	6.279	0.787
		Área total=	43.409

(Elaboración Propia, 2012)

Tabla 112 Mediciones de las raíces planta 2

PLANTA 2			
Número de raíz	Diámetro (mm)	Largo (cm)	Área (mm ²)
1	1.500	14.500	1.767
2	1.000	19.500	0.785
3	1.000	14.000	0.785
4	1.400	27.000	1.539
5	1.000	14.000	0.785
6	1.200	14.000	1.131
7	1.500	25.500	1.767
8	1.200	25.500	1.131
9	1.000	20.000	0.785
10	1.000	17.500	0.785
11	1.000	16.500	0.785
12	1.200	16.000	1.131
13	1.100	16.500	0.950
14	0.600	21.600	0.283
15	1.900	7.600	2.835
16	0.900	8.500	0.636
17	1.600	7.900	2.011
18	1.800	15.500	2.545
19	1.700	26.600	2.270
20	0.700	16.200	0.385
21	1.600	22.600	2.011
22	1.100	3.000	0.950
23	0.500	10.900	0.196
24	1.700	11.100	2.270
25	0.500	3.800	0.196
26	0.300	6.000	0.071
27	0.500	31.200	0.196
28	0.400	8.600	0.126

(Elaboración Propia, 2012)

Tabla 112 Mediciones de las raíces planta 2 (Continuación)

PLANTA 2			
Número de raíz	Diámetro (mm)	Largo (cm)	Área (mm ²)
29	0.500	8.100	0.196
30	0.500	14.000	0.196
31	1.700	9.400	2.270
Promedio	1.059	15.066	1.058
Máximo	1.900	31.200	2.835
Mínimo	0.300	3.000	0.071
Desviación estándar	0.481	7.210	0.825
		Área total=	33.843

(Elaboración Propia, 2012)

Tabla 113 Mediciones de las raíces planta 3

PLANTA 3			
Número de raíz	Diámetro (mm)	Largo (cm)	Área (mm ²)
1	1.100	14.000	0.950
2	0.600	24.000	0.283
3	1.400	25.600	1.539
4	1.500	22.000	1.767
5	1.300	20.500	1.327
6	1.300	21.000	1.327
7	2.000	21.800	3.142
8	2.600	17.500	5.309
9	1.500	24.500	1.767
10	1.300	19.900	1.327
11	1.300	20.000	1.327
12	1.200	18.600	1.131
13	0.500	18.600	0.196
14	1.200	16.600	1.131
15	1.400	27.000	1.539
16	2.000	10.400	3.142
17	1.700	17.900	2.270
18	1.300	18.400	1.327
19	1.700	14.400	2.270
20	0.400	21.900	0.126
21	1.500	20.000	1.767
22	1.200	23.900	1.131
23	1.800	19.000	2.545
24	1.800	15.000	2.545

(Elaboración Propia, 2012)

Tabla 113 Mediciones de las raíces planta 3 (Continuación)

PLANTA 3			
Número de raíz	Diámetro (mm)	Largo (cm)	Área (mm ²)
25	1.600	17.400	2.011
26	1.600	22.500	2.011
27	1.200	21.000	1.131
28	1.400	12.500	1.539
29	1.100	14.000	0.950
30	2.100	11.000	3.464
31	1.000	16.500	0.785
32	0.400	16.500	0.126
33	1.400	13.500	1.539
34	1.000	15.000	0.785
35	1.000	13.500	0.785
36	0.600	14.500	0.283
37	1.200	14.500	1.131
38	0.700	13.500	0.385
39	1.000	11.000	0.785
40	1.100	8.000	0.950
41	0.600	10.000	0.283
42	0.400	14.000	0.126
43	0.400	11.500	0.126
44	0.300	14.500	0.071
45	0.500	16.000	0.196
46	0.400	9.500	0.126
47	0.300	13.500	0.071
48	0.500	12.500	0.196
49	1.000	16.000	0.785
50	0.600	13.000	0.283
51	0.200	14.000	0.031
52	0.900	13.500	0.636
53	0.300	13.500	0.071
54	0.800	11.500	0.503
55	0.700	10.500	0.385
56	1.300	11.500	1.327
57	1.100	6.500	0.950
58	0.300	14.500	0.071
59	0.600	10.500	0.283
60	1.000	5.500	0.785
61	2.000	12.000	3.142
62	0.400	12.500	0.126

(Elaboración Propia, 2012)

Tabla 113 Mediciones de las raíces planta 3 (Continuación)

PLANTA 3			
Número de raíz	Diámetro (mm)	Largo (cm)	Área (mm ²)
63	1.000	7.500	0.785
64	1.500	9.500	1.767
65	1.300	8.000	1.327
66	1.200	5.500	1.131
67	1.300	7.500	1.327
68	1.000	12.500	0.785
69	0.300	11.000	0.071
70	1.000	9.500	0.785
71	0.200	12.000	0.031
72	1.000	20.500	0.785
Promedio	1.029	15.097	1.059
Máximo	2.600	27.000	5.309
Mínimo	0.200	5.500	0.031
Desviación estándar	0.541	5.008	0.988
		Área total=	79.404

3. SISTEMA VETIVER SOLO

Tabla 114 Mediciones de las raíces planta 1

PLANTA 1			
Número de raíz	Diámetro (mm)	Largo (cm)	Área (mm ²)
1	1.200	12.000	1.131
2	1.600	13.200	2.011
3	0.950	13.100	0.709
4	0.850	9.500	0.567
5	1.050	7.000	0.866
6	0.500	15.000	0.196
7	1.250	10.000	1.227
8	1.300	13.000	1.327
9	0.750	4.900	0.442
10	0.750	16.000	0.442
11	1.500	10.000	1.767
12	1.000	16.500	0.785
13	1.900	14.500	2.835
14	1.100	17.400	0.950
15	1.000	10.600	0.785
16	1.500	10.600	1.767
17	1.500	14.500	1.767
18	1.000	9.500	0.785
19	1.700	8.500	2.270
20	1.400	10.400	1.539

(Elaboración Propia, 2012)

Tabla 114 Mediciones de las raíces planta 1 (Continuación)

PLANTA 1			
Número de raíz	Diámetro (mm)	Largo (cm)	Área (mm ²)
Promedio	1.190	11.810	1.209
Máximo	1.900	17.400	2.835
Mínimo	0.500	4.900	0.196
Desviación estándar	0.359	3.281	0.691
Área total=			24.171

(Elaboración Propia, 2012)

Tabla 115 Mediciones de las raíces planta 2

PLANTA 2			
Número de raíz	Diámetro (mm)	Largo (cm)	Área (mm ²)
1	1.600	7.500	2.011
2	1.300	25.000	1.327
3	2.000	5.000	3.142
4	1.400	6.000	1.539
5	1.500	17.500	1.767
6	1.100	14.000	0.950
7	1.500	12.000	1.767
8	1.500	18.800	1.767
9	1.300	7.800	1.327
10	1.900	7.500	2.835
11	1.500	9.300	1.767
12	2.000	17.100	3.142
13	1.000	13.000	0.785
14	1.700	28.000	2.270
15	1.600	16.000	2.011
16	1.100	12.500	0.950
17	1.000	18.500	0.785
18	1.800	11.000	2.545
19	1.100	12.700	0.950
20	1.800	12.000	2.545
21	1.500	7.800	1.767
22	1.000	15.500	0.785
23	1.000	13.000	0.785
24	1.500	12.200	1.767
Promedio	1.446	13.321	1.720
Máximo	2.000	28.000	3.142
Mínimo	1.000	5.000	0.785
Desviación estándar	0.323	5.641	0.744
Área total=			41.288

(Elaboración Propia, 2012)

Tabla 116 Mediciones de las raíces planta 3

PLANTA 3			
Número de raíz	Diámetro (mm)	Largo (cm)	Área (mm ²)
1	1.300	8.400	1.327
2	1.400	12.000	1.539
3	1.500	8.200	1.767
4	1.400	13.500	1.539
5	1.600	8.000	2.011
6	1.000	18.000	0.785
7	1.300	6.000	1.327
8	1.000	7.000	0.785
9	1.000	30.000	0.785
10	1.200	17.200	1.131
11	1.500	20.000	1.767
12	1.800	16.200	2.545
13	1.800	8.500	2.545
14	1.700	11.800	2.270
15	1.000	18.500	0.785
16	1.700	17.900	2.270
17	1.100	13.200	0.950
18	1.400	19.000	1.539
19	1.400	21.000	1.539
20	1.300	22.900	1.327
21	1.600	20.400	2.011
22	1.600	8.000	2.011
23	1.900	18.200	2.835
24	1.400	22.000	1.539
25	1.700	12.000	2.270
26	1.000	6.000	0.785
27	1.000	13.500	0.785
28	1.000	32.500	0.785
29	1.600	10.000	2.011
30	1.900	18.900	2.835
31	1.300	12.900	1.327
32	1.400	13.500	1.539
33	1.700	20.500	2.270
34	1.900	17.500	2.835
35	1.000	16.500	0.785
36	1.300	12.000	1.327
37	1.500	19.000	1.767
38	1.500	23.500	1.767
39	1.300	19.000	1.327
40	1.600	10.000	2.011
41	1.600	19.500	2.011
42	1.000	7.000	0.785
43	1.700	13.000	2.270

(Elaboración Propia, 2012)

Tabla 116 Mediciones de las raíces planta 3 (Continuación)

PLANTA 3			
Número de raíz	Diámetro (mm)	Largo (cm)	Área (mm ²)
44	1.800	14.500	2.545
45	1.000	21.500	0.785
46	1.000	13.500	0.785
47	1.800	12.200	2.545
48	1.000	12.500	0.785
49	1.000	23.000	0.785
50	1.000	14.000	0.785
51	1.600	15.000	2.011
52	1.600	16.000	2.011
53	1.500	13.000	1.767
54	1.500	23.500	1.767
55	1.000	18.500	0.785
56	1.000	16.000	0.785
57	1.500	23.000	1.767
58	1.000	19.500	0.785
59	1.000	11.500	0.785
60	1.000	38.000	0.785
61	1.000	15.500	0.785
62	1.100	19.000	0.950
63	1.000	18.000	0.785
64	1.300	26.400	1.327
65	1.400	24.400	1.539
66	1.100	18.500	0.950
67	1.100	15.000	0.950
68	1.300	13.900	1.327
69	1.500	22.300	1.767
70	1.400	14.500	1.539
71	1.500	9.500	1.767
Promedio	1.351	16.407	1.498
Máximo	1.900	38.000	2.835
Mínimo	1.000	6.000	0.785
Desviación estándar	0.291	6.140	0.629
		Área total=	106.382

(Elaboración Propia, 2012)

F. CÁLCULO DEL CAUDAL DE ESCORRENTÍA

Para calcular el caudal de escorrentía se empleó la ecuación del método racional y la información del mapa del Atlas Hidrológico para obtener la intensidad de lluvia.

$$Q = \frac{CiA}{3600}$$

Q = Caudal de escorrentía

C = Coeficiente de escorrentía

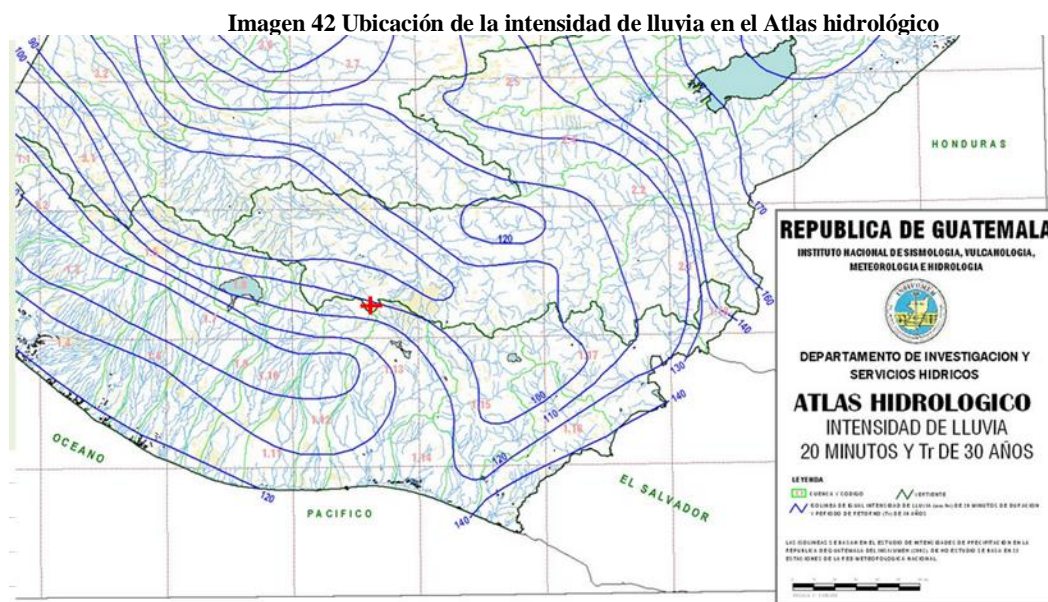
A = Área del terreno que llevará agua hacia los drenajes

i = Intensidad de lluvia del lugar

$C = 1$

$A = 53 \text{ m} * 500 \text{ m} = 26500 \text{ m}^2$

$i = 100 \text{ mm}$, de acuerdo a la información obtenida del Atlas Hidrológico



$$Q = \frac{CiA}{3600} = 1 * 100\text{mm} * \frac{26500\text{m}^2}{3600} = 736 \frac{\text{Lt}}{\text{s}} = \frac{0.736\text{m}^3}{\text{s}}$$

G. DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE DRENAJE

Para diseñar los sistemas de drenajes, se utilizó la ecuación de Manning para determinar las dimensiones y la velocidad a la que va a correr el agua.

$$V = \frac{1}{\eta} (R_h^{0.67} S^{0.5})$$

V = Velocidad en m/s.

η = Factor de rugosidad

R_h = Radio hidráulico medio

S = Pendiente promedio del canal

$$A_h = b * y$$

$$p_m = b + 2 * y$$

$$R_h = \frac{A_h}{p_m} = \frac{b * y}{b + 2 * y}$$

b = Ancho del drenaje

y = tirante del agua

h = Altura del drenaje

$$Q = V * A_h = \frac{1}{\eta} \left(\left(\frac{b * y}{b + 2 * y} \right)^{0.67} * S^{0.5} \right) * b * y$$

1. ZANJA DE CORONA. En la zanja de corona la mitad del agua drena hacia el lado derecho del talud y la otra mitad hacia el lado izquierdo, por lo que el caudal se dividirá en dos.

$$Q = 0.37 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\eta = 0.013$$

$$S = 3\%$$

$b = 0.40 \text{ m}$, colocando un ancho de 40 centímetros

$$0.37 = \frac{1}{0.013} \left(\left(\frac{0.40 * y}{0.40 + 2 * y} \right)^{0.67} 0.03^{0.5} \right) * 0.40 * y$$

Al interpolar se puede obtener el valor del tirante hidráulico:

$t = 0.29 \text{ m}$, la altura de la zanja según recomendaciones del autor debe tener como mínimo una altura de 50 centímetros por lo que $h = 50 \text{ cm}$.

$$A_h = 0.40 * 0.29 = 0.116 \text{ m}^2$$

$$p_m = 0.40 + 2 * 0.29 = 0.98 \text{ m}$$

$$R_h = \frac{0.116}{0.98} = 0.118 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{0.013} (0.118^{0.67} 0.05^{0.5}) = 3.19 \text{ m/s}$$

2. DRENES COLECTORES. En el diseño se incluyen dos drenes colectores uno en cada extremo del talud, por lo que el caudal recolectado se dividirá en dos.

$$Q = 0.37 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\eta = 0.013$$

$$S = 44\%$$

$b = 0.40 \text{ m}$, colocando un ancho de 40 centímetros

$$0.37 = \frac{1}{0.013} \left(\left(\frac{0.40 * y}{0.40 + 2 * y} \right)^{0.67} 0.03^{0.5} \right) * 0.40 * y$$

Al interpolar se puede obtener el valor del tirante hidráulico:

$t = 0.11 \text{ m}$, la altura de la zanja según recomendaciones del autor debe tener como mínimo una altura de 50 centímetros por lo que $h = 50 \text{ cm}$.

$$A_h = 0.40 * 0.11 = 0.044 \text{ m}^2$$

$$p_m = 0.40 + 2 * 0.29 = 0.62 \text{ m}$$

$$R_h = \frac{0.044}{0.62} = 0.071 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{0.013} (0.071^{0.67} 0.44^{0.5}) = \mathbf{8.67 \text{ m/s}}$$

En este caso se implementan disipadores de energía a lo largo del drenaje.

3. DRENAJES HACIA EL RÍO. El agua que los drenes colectores transporten serán llevadas hacia el río un sistema de drenajes, con características similares a la zanja de corona en cuanto a dimensiones.

$$Q = 0.37 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\eta = 0.013$$

$$S = 3\%$$

$$b = 0.40 \text{ m, colocando un ancho de 40 centímetros}$$

$$0.37 = \frac{1}{0.013} \left(\left(\frac{0.40 * y}{0.40 + 2 * y} \right)^{0.67} 0.03^{0.5} \right) * 0.40 * y$$

Al interpolar se puede obtener el valor del tirante hidráulico:

$y = 0.29 \text{ m}$, la altura de la zanja según recomendaciones del autor debe tener como mínimo una altura de 50 centímetros por lo que $h = 50 \text{ cm}$.

$$A_h = 0.40 * 0.29 = 0.116 \text{ m}^2$$

$$p_m = 0.40 + 2 * 0.29 = 0.98 \text{ m}$$

$$R_h = \frac{0.116}{0.98} = 0.118 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{0.013} (0.118^{0.67} 0.05^{0.5}) = \mathbf{3.19 \text{ m/s}}$$

4. RESUMEN DE DISEÑO DE DRENAJES

Tabla 117 Resumen del diseño de drenajes

Datos de diseño	Zanja de Corona	Drenes del talud	Drenes hacia el río
Pendiente (%)	3	44	3
Rugosidad	0.0130	0.013	0.0130
Velocidad (m/s)	3.19	8.67	3.19
Radio hidráulico (m)	0.118	0.071	0.118
Ancho (m)	0.40	0.40	0.40
Alto (m)	0.50	0.50	0.50

(Elaboración Propia, 2012)

H. PLANOS

(Ver siguiente hoja)

I. IMÁGENES

1. EXTRACCIÓN DE MUESTRAS DE SUELO

Imagen 43 Tallado del cilindro



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 44 Tallado del cilindro



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 45 Cilindro tallado



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 46 Muestra empacada para su transporte



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 47 Pozo luego de extraída la muestra



(Elaboración propia, 2012)

2. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Imagen 48 Mediciones de ángulo e hilos con teodolito. Registro de datos.



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 49 Sujetando el estadal para realizar las mediciones



(Elaboración propia, 2012)

3. INSTALACIÓN Y APLICACIÓN DEL SISTEMA VETIVER

a. Sistema Vetiver combinado con geomanta

Imagen 50 Remoción del material sobrante en el talud



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 51 Realización de la zanja en la corona del talud con Geomanta



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 52 Zanjeado en la corona del talud



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 53 Grapas utilizadas



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 54 Relleno de la zanja de anclaje para la geomanta en la corona del talud



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 55 Colocación de grapas en la zanja



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 56 Mediciones previas a la instalación de la geomanta



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 57 Instalación de la Geomanta



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 58 Colocación de las grapas para asegurar la geomanta



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 59 Tendido y colocación de grapas en la geomanta



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 60 Ahoyado del talud



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 61 Realización de hoyos para la siembra del talud



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 62 Hoyo en la Geomanta utilizada



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 63 Plantas para la siembra del talud



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 64 Siembra del Vetiver



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 65 Talud sembrado de Vetiver en combinación con geomanta



(Elaboración propia, 2012)

b. Sistema Vetiver combinado con geotextil

Imagen 66 Preparación y perfilado del terreno del terreno



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 67 Zanjeado en la corona



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 68 Instalación del Geotextil



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 69 Anclado e instalación del Geotextil



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 70 Colocación de Grapas para asegurar el geotextil



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 71 Geotextil instalado en el talud



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 72 Plantas listas para la siembra



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 73 Ahoyado del tramo de Vetiver combinado con geotextil



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 74 Sembrado del Vetiver combinado con geotextil



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 75 Talud de Vetiver en combinación con geotextil



(Elaboración propia, 2012)

c. Sistema Vetiver solo

Imagen 76 Perfilado del talud



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 77 Preparación y perfilado del terreno



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 78 Talud perfilado



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 79 Siembra del Vetiver



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 80 Talud sembrado con Vetiver



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 81 Talud sembrado de Vetiver y reforzado con restos de vegetación para el control de la erosión



(Elaboración propia, 2012)

4. EXTRACCIÓN DE LAS PLANTAS A ENSAYAR

Imagen 82 Extracción de plantas en el tramo de Vetiver combinado con geomanta



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 83 Planta extraída del tramo con geomanta



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 84 Proceso de extracción de planta en el tramo con geotextil



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 85 Planta lista para ser extraída, tramo con geotextil



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 86 Planta extraída del tramo con geotextil



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 87 Proceso de extracción de planta tramo de Vetiver sin combinación con otro material



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 88 Planta extraída tramo solo Vetiver



(Elaboración propia, 2012)

5. MEDICIÓN DE LAS RAÍCES DEL VETIVER

Imagen 89 Medición de los largos de las raíces



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 90 Medición del diámetro de las raíces



(Elaboración propia, 2012)

6. ENSAYOS DE LAS RAICES DEL VETIVER

Imagen 91 Equipo utilizado para realizar los ensayos a tensión



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 92 Ensayo a tensión de la raíz



(Elaboración propia, 2012)

Imagen 93 Ensayo a corte de la raíz del Vetiver



(Elaboración propia, 2012)