

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA



**CARACTERIZACION DE MOVIMIENTOS DE LADERA Y  
PROPUESTAS DE MEDIDAS DE ESTABILIZACION EN LOS  
CANTONES SAN ANTONIO, JOCOTE DULCE Y BOQUERON  
DEL MUNICIPIO DE CHINAMECA.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN PRESENTADO POR:  
EMILIA CARLENIN POSADA ESPINOZA  
LIDIA IBETH VASQUEZ AREVALO

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:  
**INGENIERO CIVIL**

JUNIO DE 2006

SAN MIGUEL EL SALVADOR CENTRO AMÉRICA

**AUTORIDADES UNIVERSITARIAS  
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

**RECTORA:**

Dra. María Isabel Rodríguez

**VICERECTOR ACADÉMICO:**

Ing. Joaquín Orlando Machuca Gómez

**SECRETARIA GENERAL:**

Licda. Alicia Margarita Rivas de Recinos

**FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL**

**DECANO:**

Ing. Marcelino Mejía González

**SECRETARIA:**

Licda. Lourdes Elizabeth Prudencio Coreas

**JEFE DE DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA:**

Ing. Oscar Reynaldo Lazo Larín

TRABAJO DE GRADUACIÓN APROBADO POR:

DOCENTE DIRECTOR

---

**ING. GUILLERMO MOYA TURCIOS**

COORDINADOR DE PROCESOS DE GRADUACIÓN

---

**ING. GUILLERMO MOYA TURCIOS**

## AGRADECIMIENTOS.

A la Unión Europea el apoyo financiero obtenido a través del FORGAES (Fortalecimiento de la Gestión Ambiental en El Salvador). Gracias por la oportunidad que nos dieron de poder participar dentro del Programa de Investigación Socioambiental.

Queremos expresar nuestro más sincero agradecimiento al Ing. Guillermo Moya Turcios bajo cuya dirección se ha efectuado este trabajo por su constante apoyo y orientación en el desarrollo de toda la investigación.

A los miembros del Jurado: Ing. Clayton Martínez, Ing. David Chavez e Ing. Francisco Aguirre, por su tiempo, sus valiosas sugerencias y acertados aportes durante el desarrollo de este trabajo

Al Ing. Francisco Aguirre Gallo por su valioso aporte en el área de geología.

A la Ing. Lesly Mendoza quien aportó importantes elementos en la construcción y desarrollo de esta investigación.

Al Ing. Miguel Landaverde y los Técnicos Carlos Morataya y Emiliano Espinoza por su asesoría en la realización de los ensayos de laboratorio y de campo.

A nuestra compañera y amiga Eva Isabel Ulloa Montoya, por su permanente disposición y desinteresada ayuda.

A nuestros compañeros Miguel Yáñez y Alberto Girón por el apoyo brindado.

A los miembros de la comunidad que nos acompañaron en nuestras visitas de campo: Miguel Ulloa y Martha Julia Moreira.

Al Sr. Francisco Vásquez por ofrecernos su colaboración y su tiempo para acompañarnos en todos los viajes de campo.

Agradecemos también a las siguientes instituciones por brindarnos su valiosa ayuda:

Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET)

Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN)

Maccaferri de El Salvador.

Ministerio de Obras Públicas (MOP).

Geólogos del Mundo.

La culminación de este esfuerzo la dedico a la razón de mi vida, mi mejor amigo, al que ha permanecido a mi lado siempre: a mi Padre celestial. Quiero darle gracias por permitirme alcanzar una de mis metas, se que sin su favor y misericordia habría sido imposible llegar hasta aquí.

“Porque yo Jehová soy tu Dios, quien te sostiene de tu mano derecha y te dice: No temas, yo te ayudo” Isaías 41:10

Quiero agradecer a mis padres Blanca y Miguel Espinoza, por todos los motivos imaginables; por su amor, comprensión y apoyo sin condiciones ni medida.

A mis hermanos Miguel y Carlos por su amor, comprensión y ayuda.

A Lidia Vásquez me gustaría expresar mi inmensa gratitud por ser no solo mi compañera de tesis sino mi amiga, gracias por la profunda paciencia y el apoyo brindado durante todo el desarrollo de la tesis.

A cada uno de los maestros que participaron en mi desarrollo profesional durante mi carrera, sin su ayuda y conocimientos no estaría en donde me encuentro ahora.

A mi gran familia espiritual por encomendarme siempre con Dios para que saliera adelante. Yo se que sus oraciones fueron escuchadas.

Y a mis amigos por sus buenos deseos y sus palabras de aliento que me motivaron para seguir adelante.

“DEJA EN MANOS DE DIOS TODO LO QUE HACES, Y TUS PROYECTOS SE HARAN REALIDAD”

PROVERBIOS 16:3

**CARLENIN ESPINOZA**

DEDICO ESTE TRIUNFO A:

**Dios Todopoderoso:** Por iluminar mi camino y darme la fortaleza para no desistir en los momentos más difíciles.

**A mis Padres:** Francisco Vásquez y Julia de Vásquez, por brindarme su apoyo incondicional en todo momento. Gracias por su sacrificio y entrega.

**A mis hermanos:** Mauri, Sindy, Werner y Rony por brindarme su ayuda cuando los necesitaba.

**A mi abuelo Paco (Q.E.P.D):** Por haber creído en mí y ser un ejemplo para mi vida. Me demostraste que hay que luchar por lo que se quiere hasta el último instante.

**A mi abuela Lidia y Ma Nieves:** Por regalarme un segundo hogar y especialmente por sus constantes consejos y por darme ánimos para seguir adelante.

**A mis tíos y primos:** Por estar siempre pendientes de mis estudios y brindarme palabras de aliento.

**A mi novio Joel:** Por motivarme a alcanzar mis metas y sobre todo por su comprensión, cariño y amor.

**A mi compañera Carlenin:** Por su amistad, tolerancia y optimismo para culminar con éxito una de nuestras metas en la vida.

**A resto de mis familiares, compañeros, profesores y amigos:** Con especial afecto y cariño.

“Mas a Dios gracias, el cual nos lleva en triunfo en Cristo Jesús”

LIDIA VASQUEZ

## INDICE

Contenido	Página
I. ANTEPROYECTO.....	3
A. Antecedentes.....	3
B. Planteamiento del Problema.....	5
C. Justificación.....	6
D. Alcances.....	7
F. Objetivos.....	8
G. Resultados Esperados.....	9
H. Marco Metodológico.....	9
I. Marco Normativo.....	11
J. Marco Histórico.....	14
II. MARCO TEORICO.....	16
A. Generalidades.....	16
1. Amenaza, Vulnerabilidad, Riesgo y Desastre.....	17
B. Caracterización de movimientos de ladera.....	20
1. Introducción.....	20
2. Nomenclatura de un Talud o Ladera.....	21
3. Nomenclatura de los procesos de movimiento.....	22

4. Dimensiones de un movimiento.....	23
5. Movimientos de masa.....	25
6. Clasificación de los movimientos de masa.....	27
a. Caído.....	28
b. Inclinación o volteo.....	31
c. Reptación.....	31
d. Deslizamiento.....	32
e. Esparcimiento lateral.....	35
f. Flujo.....	36
g. Avalanchas.....	40
7. Causas de los movimientos de ladera.....	41
8. Precipitaciones y Condiciones Climáticas.....	43
9. Procesos Erosivos.....	45
10. Terremotos.....	45
11. Acciones Antrópicas.....	45
12. Caracterización del movimiento.....	46
a. Tipo de material.....	46
b. Humedad.....	46
c. Secuencia de repetición.....	47
d. Velocidad del movimiento.....	47
e. Estilo.....	48
f. Estado de actividad.....	49
<b>C. Ensayos de campo y laboratorio.....</b>	<b>50</b>
1. Ensayos de campo.....	50
a. Introducción.....	50
b. Obtención de muestras de suelo.....	50
1) Calicatas y pozos.....	50

2) Sondeos mecánicos y penetraciones .....	51
2. Ensayos de laboratorio.....	58
a. Gravedad específica.....	58
b. Granulometría.....	59
c. Relaciones Volumétricas.....	61
d. Límites de Atterberg.....	66
e. Clasificación de los Suelos.....	68
f. Prueba Triaxial.....	72
g. Ensayo de Corte Directo.....	77
<b>D. Modelos de análisis de estabilidad.....</b>	<b>80</b>
1. Antecedentes.....	80
2. Equilibrio Límite y Factor de Seguridad.....	81
3. Clasificación de Métodos de Análisis.....	82
4. Métodos de análisis.....	85
a. Método de equilibrio límite.....	85
1) Métodos de dovelas.....	86
b. Método de tablas o número de estabilidad.....	105
1) Ábacos de Taylor.....	107
2) Ábacos de Hoek y Bray (1977).....	109
5. Comparación de los diversos métodos.....	113
<b>E. Prevención, estabilización y diseño.....</b>	<b>114</b>
1. Introducción.....	114
2. Métodos para disminuir o eliminar el riesgo.....	115
a. Prevención.....	115
1) Políticas de disuasión.....	116

2) Regulaciones al uso de la tierra.....	117
3) Códigos técnicos para el manejo de taludes.....	117
4) Medidas de aviso y alarma.....	118
b. Métodos de elusión de la amenaza.....	119
1) Construcción de variantes.....	119
2) Construcción de puentes.....	120
3) Modificación del nivel de la subrasante, cota del proyecto o alineamiento.....	121
c. Métodos de estructuras de control de movimientos.....	122
1) Bermas en el talud.....	122
2) Trincheras.....	122
3) Barreras.....	123
4) Cubiertas de protección.....	124
d. Estabilización.....	125
1) Conformación de Talud o Ladera.....	125
c) Tierra reforzada.....	153
d) Estructuras ancladas.....	155
<b>III. CARACTERIZACION.....</b>	<b>162</b>
<b>A. Introducción.....</b>	<b>162</b>
<b>B. Descripción general del Municipio de Chinameca.....</b>	<b>163</b>
1. Contexto geográfico.....	163
2. División Político Administrativa.....	165
3. Población.....	166
4. Servicios.....	166
5. Industria Y Comercio.....	166
6. Fuentes de empleo e ingresos.....	167

7. Vías de Comunicación.....	167
8. Educación.....	167
9. Salud.....	169
a. Indicadores de salud.....	169
10. Vivienda.....	170
<b>C. DESCRIPCION DEL MEDIO FISICO .....</b>	<b>170</b>
1. Clima.....	170
a. El Clima en El Salvador.....	170
b. El clima en el Municipio de Chinameca.....	171
2. Recursos hídricos.....	173
3. Geología.....	174
a. Geología Regional.....	174
b. Geología Local.....	174
4. Tectónica.....	175
a. Tectónica regional.....	175
5. Geomorfología y Relieve.....	179
a. Contexto Regional.....	179
b. Contexto local.....	181
6. Vegetación.....	181
a. Vegetación del país.....	181
b. Vegetación de la zona.....	182
7. Pendiente.....	185
8. Tipos de Suelos.....	185
9. Uso del suelo.....	186
a. Uso de Suelo Urbano.....	186
b. Uso de Suelo Rural.....	186
<b>D. Descripción de los sitios de estudio.....</b>	<b>187</b>

1. Ubicación de la zona de estudio y aspectos generales: .	187
a. Cantón San Antonio.....	187
b. Cantón Jocote Dulce.....	190
c. Cantón Boquerón. ....	191
<b>E. Descripción de trabajo de campo.....</b>	<b>192</b>
1. Visitas de reconocimiento.....	192
2. Extracción de muestras alteradas e inalteradas.....	194
3. Toma de datos en campo.....	194
4. Levantamiento Topográfico.....	195
5. Penetración Estándar (SPT).....	195
<b>F. RESULTADOS DEL TRABAJO DE CAMPO.....</b>	<b>196</b>
1. Resultados de Ladera N° 1.....	196
a. Descripción general.....	196
b. Características de la ladera.....	200
2. Resultados de Ladera N° 2.....	202
a. Descripción general.....	202
b. Características de ladera No. 2.....	205
3. Resultados de Ladera N° 3.....	206
a. Descripción general.....	206
b. Características de la ladera.....	208
4. Ensayo de Penetración Estándar.....	210
5. Levantamiento topográfico.....	210
<b>G. DESCRIPCION DEL TRABAJO DE LABORATORIO.....</b>	<b>214</b>
1. Pruebas para la determinación de las propiedades físicas del suelo.....	214
a. Descripción visual-manual de los suelos.....	215

b. Contenido de humedad. ....	215
c. Análisis granulométrico .....	215
d. Límites de Atterberg. ....	216
e. Gravedad específica de los sólidos del suelo. ....	216
f. Relaciones gravimétricas y volumétricas. ....	216
2. Pruebas para la determinación de las propiedades mecánicas de los suelos. ....	217
a. Ensayo de compresión triaxial (NC-ND). ....	217
b. Ensayo de corte directo. ....	218
<b>H. RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO .....</b>	<b>220</b>
1. Descripción visual-manual de los suelos. ....	220
2. Análisis Granulométrico. ....	221
3. Gravedad específica. ....	226
4. Límites de Atterberg. ....	226
5. Relaciones Volumétricas Y Gravimétricas. ....	226
6. Ensayo triaxial. ....	227
<b>I. Análisis e Interpretación de Resultados. ....</b>	<b>233</b>
1. Análisis e interpretación de resultados del trabajo de campo. ....	233
2. Análisis e Interpretación de Resultados del Trabajo de Laboratorio. ....	236
<b>IV. ANALISIS DE ESTABILIDAD. ....</b>	<b>238</b>
<b>A. Introducción. ....</b>	<b>238</b>

B. Métodos utilizados para la evaluación de la Estabilidad de Las Laderas.....	<b>239</b>
1. Método de Fellenius. ....	239
2. Software STABL .....	239
3. Software Snailz. ....	240
C. Consideraciones Para El Análisis .....	240
D. Aplicación de los Métodos de Análisis de Estabilidad. ....	<b>241</b>
1. Método de Fellenius. ....	241
a. Resultados de Ladera N°1. ....	242
b. Resultados de Ladera N°2.....	249
c. Resultados de Ladera N°3.....	256
2. Resultados del Programa Snailz. ....	264
a. Resultados de Ladera N°1.....	264
b. Resultados de Ladera N°2.....	266
3. Resultados de Programa Stabl.....	268
E. ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS.....	<b>268</b>
1. Análisis e Interpretación de Resultados en Ladera N°1. ....	269
2. Análisis e Interpretación de Resultados en Ladera N°2. ....	269
3. Análisis e Interpretación de Resultados en Ladera N°3. ....	270
V. PROPUESTAS Y DISEÑO DE OBRAS.....	<b>271</b>
A. Introducción. ....	<b>271</b>
B. Diseño de Obras.....	<b>272</b>
1. Descripción General de las Obras Proyectadas. ....	272
a. Ladera No. 1. ....	272

b. Ladera N° 2.....	276
c. Ladera No 3.....	277
2. Evaluación de la Estabilidad de las Obras Proyectadas...	278
3. Diseño de Canaletas de Drenaje.....	284
4. Presupuesto.....	290
<b>C. Propuestas de Conservación de Suelos.....</b>	<b>296</b>
1. Barreras Vivas.....	297
a. Barrera viva de valeriana (vetiver).....	298
b. Barrera viva de piñuela (piña de cerco).....	301
2. Acequias de ladera.....	303
a. Acequias a desnivel, zanjas de drenaje.....	303
3. Terrazas individuales.....	306
<b>VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>308</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>313</b>
Anexo A: Mapa de Amenazas por Deslizamientos elaborado por participantes de diplomado UES.....	313
Anexo B: Mapa de Riegos elaborado por participantes de diplomado UES.....	314
Anexo C1: Mapas de Amenaza por Deslizamientos en Cantón San Antonio elaborado por el SNET.....	315
Anexo C2: Mapas de Amenaza por Deslizamientos en Cantón Jocote Dulce elaborado por el SNET.....	316

Anexo C3: Mapas de Amenaza por Deslizamientos en Cantón Boquerón elaborado por el SNET.....	317
Anexo D: Ley de Protección Civil, Prevención Y Mitigación De Desastres.....	318
Anexo E1: Cuencas del Río Lempa y Río Grande de San Miguel..	338
Anexo E2: Mapa de Recursos de Agua Superficial ES.....	339
Anexo E3: Mapa de Recursos de Agua Subterránea ES.....	340
Anexo E4: Mapa Geológico de Chinameca.....	341
Anexo E5: Mapa de Vegetación de Chinameca .....	342
Anexo E6: Mapa de Rasgos de Pendientes El Salvador.....	343
Anexo E7: Mapa Agrológico de Chinameca.....	344
Anexo E8: Mapa de Uso del Suelo de Chinameca.....	345
Anexo E9: Mapa Topográfico de Zona de Estudio.....	346
Anexo F: Ficha de Campo.....	347
Anexo G1: Datos de Penetración Estándar.....	352
Anexo G2 Descripción Visual Manual de los Suelos.....	354

Anexo G3 Ensayo Granulométrico.....	359
Anexo G4: Determinación de la Gravedad Específica.....	360
Anexo G5: Límites de Consistencia e Índices.....	363
Anexo G6: Prueba de Compresión Triaxial. ....	367
Anexo G7: Ensayo de Corte Directo. ....	369
Anexo H-1: Reporte de datos de entrada y salida del programa SNAILZ Ladera N°1 para condiciones sismo+gravedad .....	378
Anexo H-2: Reporte de datos de entrada y salida del programa AILZ Ladera N°1 para condiciones gravedad. ....	382
Anexo I-1: Reporte de datos de entrada y salida del programa SNAILZ Ladera N°2 para condiciones sismo+gravedad.....	386
Anexo I-2: Reporte de datos de entrada y salida del programa SNAILZ Ladera N°2 para condiciones gravedad.....	390
Anexo J: Reporte de datos de entrada y salida del programa STABL Ladera N°3. ....	394
Anexo K: Planos de detalles constructivos para cada propuesta.	410
Anexo L-1: Curva de frecuencia acumulada. ....	417

Anexo L-2: Papel logaritmico.....	418
APENDICE .....	419
A. Charla de presentación de resultados a la comunidad.....	419
B. Base teórica para el diseño de muros de gravedad.....	421
Terminología y definiciones .....	430
Fuentes de Consulta.....	437

## INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Concepto de gestión de riesgo.....	18
Figura 2. Nomenclatura de taludes y laderas.....	21
Figura 3. Nomenclatura de un deslizamiento.....	22
Figura 4. Dimensiones de los movimientos en masa de acuerdo a IAEG (Commission on Landslides (1990)).....	24
Figura 5. Deslizamiento Colonia Las Colinas (2001).....	27
Figura 6. Caída libre y rodado en taludes.....	29
Figura 7. Algunos mecanismos de falla de caídos.....	30
Figura 8. Inclinación o volteo en rocas y suelo.....	31
Figura 9. Ilustración del fenómeno de Reptación.....	32
Figura 10. Deslizamiento bloqueando la Carretera Panamericana en Curva la Leona, de San Vicente.....	33
Figura 11. Deslizamiento traslacional.....	34
Figura 12. Esparcimiento lateral.....	35
Figura 13. Flujo en roca.....	37
Figura 14. Flujo de detritos.....	38
Figura 15. Flujo de suelos.....	38
Figura 16. Flujo de lodo.....	39
Figura 17. Avalancha de detritos.....	40
Figura 18. Deslizamientos rotacionales simples y múltiples.....	49
Figura 19. Muestra en bloque.....	51
Figura 20. Tomamuestras o cuchara SPT. ASTM D 1586/84.....	53
Figura 21. Estimación de Meyerhof (1956) y Peck et al. (1974). Grafica de Terzagui, 1981.....	56
Figura 22. Estimación de $\Phi'$ en función de $N_{SPT}$ y tensión efectiva vertical (De Mello, 1971).....	57
Figura 23. Curva de distribución de tamaño de partículas de análisis por tamizado.....	60
Figura 24. Volumen de sólidos, volumen de aire.....	62
Figura 25. Límites de Atterberg.....	67

Figura 26. Carta de plasticidad de Casagrande. ....	68
Figura 27. Esquema de un ensayo triaxial. ....	73
Figura 28. Circulo de Mohr. ....	75
Figura 29. Esquema del aparato de corte directo. ....	77
Figura 30. Clasificación de los métodos de cálculo de estabilidad de taludes.....	85
Figura 31. Principio de los métodos de rebanadas. ....	87
Figura 32. División de un talud en dovelas. ....	88
Figura 33. Fuerzas que actúan en un talud.....	88
Figura 34. Grafico para la determinación de $M_i(\theta_i)$ .....	92
Figura 35. Procedimiento de las dovelas.....	94
Figura 36. Consideración de sobrecargas en la corona del Talud. ....	95
Figura 37. Aplicación del método Sueco a taludes con flujo y parcialmente bajo N.A.F. ....	96
Figura 38. Aplicación del método sueco a taludes en suelos estratificados.....	99
Figura 39. Método de Fellenius considerando fuerzas sísmicas.....	100
Figura 40. Fuerzas actuando en una dovela .....	103
Figura 41. Factor de modificación para el método simplificado de Janbu. ....	105
Figura 42. Superficies de rotura: a) circulo de pie, b) circulo de punto medio (Jiménez Salas y otros, 1976).....	107
Figura 43. Estabilidad a corto plazo en arcillas saturadas (Jiménez Salas y otros, 1976).....	108
Figura 44. Estabilidad de taludes homogéneos en terrenos con rozamiento interno (Taylor, 1961: Jiménez Salas y otros, 1976). En la zona A el círculo critico de pie queda totalmente por encima del pie del talud. En la zona B el círculo de pie más desfavorable penetra por debajo del pie del talud. ....	108
Figura 45. Corrección de peso específico para utilizar los ábacos de Taylor. ....	109
Figura 46. Distintas situaciones de la línea de saturación consideradas en los ábacos (HOEK y BRAY, 1977) .....	110
Figura 47. Ábacos para rotura circular. Caso 1,3, 4 y 5. (HOEK y BRAY, 1977) .....	113
Figura 48. Construcción de viaductos .....	120

Figura 49. Barreras en roca para control de avalanchas utilizadas en Noruega. ....	123
Figura 50. Sistema de barrera metálica con cables de acero y malla para controlar caídos de roca.....	124
Figura 51. Estabilización por conformación del talud y bermas. ....	127
Figura 52. Estabilización por medio de concreto lanzado. ....	129
Figura 53.Efectos de la vegetación sobre la estabilidad de una ladera. ....	130
Figura 54. Vegetación en talud. ....	131
Figura 55. Zanja de coronación para el control de aguas superficiales en un talud. ....	135
Figura 56. Esquema de entrega de canales interceptores a mitad de talud. ....	136
Figura 57. Canal de entrega con gradas de disipación. ....	137
Figura 58.Esquema general de colocación de un subdren de penetración. ....	138
Figura 59. Diagrama de un colchón de drenaje colocado debajo de un terraplén.....	138
Figura 60. Esquema de una pantalla de drenaje. ....	139
Figura 61. Pozo vertical. ....	141
Figura 62. Subdrenaje de muros de contención. ....	142
Figura 63. Esquema de muros rígidos. ....	145
Figura 64. Tipos de muro de contención en concreto armado. ....	146
Figura 65. Muro en concreto sin refuerzo .....	148
Figura 66. Ejemplo de muro flexible (muro de llantas). ....	150
Figura 67. Esquema de un muro en Gaviones.....	150
Figura 68. Esquema general de los muros criba. ....	151
Figura 69. Muro en piedra. ....	152
Figura 70. Estructuras de tierra reforzada .....	154
Figura 71. Esquema de estructuras ancladas.....	155
Figura 72. Esquema general del soil nailing.....	156
Figura 73. Esquema de estructuras enterradas .....	158
Figura 74. Pilotes. ....	159
Figura 75. Esquema del planteamiento de una pila como muro de contención. ....	160
Figura 76. Ubicación del Municipio de Chinameca dentro del Departamento de San Miguel...	163

Figura 77. Limites Municipio de Chinameca.....	164
Figura 78. Ubicación de Estación Meteorológica Santiago de Maria. ....	172
Figura 79. Perfil estratigráfico de las capas de material desde la superficie hasta el fondo.....	175
Figura 80. Mapa tectónico regional de Centro América.....	176
Figura 81. A) Secuencia de replicas del 13 de Febrero de 2001 (Mw 6.6) proyectada sobre la imagen RADAR de la Zona de Falla de El Salvador (ZFES). SM_volcan San Miguel; IL_Lago Ilopango; JC_Jucuapa; RG_Rio Grande. B) Vista oblicua del modelo de elevación digital del arco volcanico con la traza de la Zona de Falla de El Salvador (ZFES). ....	178
Figura 82. Grafico bosque y cobertura leñosa Departamento de San Miguel. ....	182
Figura 83. Vegetación predominante en la zona. ....	183
Figura 84. Tala de árboles en camino a Cantón Jocote Dulce. ....	185
Figura 85. Plano de Ubicación de los Cantones en estudio.....	189
Figura 86. Levantamiento topográfico. ....	195
Figura 87. Deslizamiento en la zona. ....	197
Figura 88. Reptación en ladera N° 1. ....	198
Figura 89. Cárcava con indicios de reptación. ....	198
Figura 90. Vista de ladera No. 1 Antes y después del deslizamiento reciente. ....	199
Figura 91. Ladera No. 1 antes y después del deslizamiento. ....	200
Figura 92. Vista transversal del corte en ladera No. 1. ....	200
Figura 93. Grietas en ladera N° 1. ....	201
Figura 94. Vista de Ladera N° 2.....	202
Figura 95. Deterioro de la Calle hacia Jocote Dulce.....	203
Figura 96. Deslizamiento reciente en la Ladera N° 2.....	204
Figura 97. Barreras elaboradas por los pobladores. ....	204
Figura 98. Estrato de lapilli en Ladera N° 2.....	205
Figura 99. Piroclastos Ladera N° 2.....	206
Figura 100. Deforestación en zona aledaña a ladera No. 3.....	207
Figura 101. Tramo de muro construido para protección de la calle en ladera No. 3. ....	207

Figura 102. Material de Ladera No. 3. ....	208
Figura 103. Rocas y suelo afectado por los procesos hidrotermales en ladera No. 3. ....	209
Figura 104. Perfil típico en Ladera No. 3. ....	211
Figura 105. Perfil típico en Ladera No. 2. ....	212
Figura 106. Perfil típico en Ladera No. 1. ....	213
Figura 107. Realización del ensayo de descripción visual-manual de los suelos. ....	215
Figura 108. Realización del ensayo de análisis granulométrico de los suelos. ....	215
Figura 109. Determinación de los límites de consistencia de los suelos. ....	216
Figura 110. Determinación de la gravedad específica de los sólidos los suelos. ....	216
Figura 111. Ensayo Triaxial consolidado no drenado. ....	217
Figura 112. Preparación de los especímenes para ensayo de corte. ....	218
Figura 113. Curva granulométrica ladera N°1. ....	224
Figura 114. Curva granulométrica ladera N° 2. ....	224
Figura 115. Curva granulométrica ladera N° 3. ....	225
Figura 116. Grafico Esfuerzo Cortante Vrs. Deformación unitaria de ensayo en ladera N° 3... ..	227
Figura 117. Grafico Esfuerzo Desviador Vrs. Esfuerzo normal de ladera N° 3. ....	228
Figura 118. Curva Esfuerzo Deformación Unitaria en Estrato N° 2, Ladera N°1. ....	229
Figura 119. Grafico Esfuerzo Cortante Vrs. Presión Normal en Estrato N° 2, Ladera N°1. ....	230
Figura 120. Curva Esfuerzo Deformación Unitaria en Estrato N° 3 Ladera N°2. ....	230
Figura 121. Grafico Esfuerzo Cortante Vrs. Presión Normal en Estrato N° 3 Ladera N°2. ....	231
Figura 122. Curva Esfuerzo Deformación Unitaria en Estrato N° 1 Ladera N°2. ....	231
Figura 123. Grafico Esfuerzo Cortante Vrs. Presión Normal en Estrato N° 1 Ladera N°2. ....	232
Figura 124. Configuración Ladera No. 1. ....	242
Figura 125. Configuración ladera No. 2. ....	249
Figura 125. Configuración Ladera No. 3. ....	256
Figura 126. Superficies de falla crítica en condiciones sísmicas en Ladera N°1. ....	264
Figura 127. Superficies de falla crítica en condiciones gravitatorias en Ladera N°1. ....	264
Figura 128. Superficies de falla crítica en condiciones sísmicas(C=0) en Ladera N°1. ....	265
Figura 129. Superficies de falla crítica en condiciones gravitatorias(C=0) en Ladera N°1. ....	265

Figura 130. Superficies de falla crítica en condiciones sísmicas en Ladera N°2.....	266
Figura 131. Superficies de falla crítica en condiciones gravitatorias en Ladera N°2 .....	266
Figura 132. Superficies de falla crítica en condiciones sísmicas (C=0) en Ladera N°2 .....	267
Figura 133. Superficies de falla crítica en condiciones gravitatorias(C=0) en Ladera N°2.....	267
Figura 134. F S mínimo calculado por el Stabl en la Ladera N°3.....	268
Figura 135. Protección contra la erosión con geomanta y vegetación. ....	273
Figura 136. Propuesta N° 1, Ladera N° 1. ....	273
Figura 137. Propuesta N° 2, Ladera N° 1. ....	274
Figura 138. Propuesta N° 3, Ladera N° 1. ....	275
Figura 139. Propuesta Ladera N° 2.....	276
Figura 140. Propuesta Ladera N ° 3.....	277
Figura 141. Muro de gaviones en ladera N°1.....	279
Figura 142. Muro de gavión en ladera N°3. ....	282
Figura 143. Sección típica de canaleta. ....	290
Figura 144. Hileras de vetiver .....	298
Figura 145. Representación de Aparato A.....	299
Figura 146. Barrera viva de piñuela. ....	301
Figura 147. Acequia de ladera combinado con zacate vetiver. ....	304

## INDICE DE CUADROS

Tabla 1. Clasificación de los tipos de movimiento (Varnes, 1984). .....	29
Tabla 2. Influencia de los diferentes factores en las condiciones de los materiales y de las laderas. ....	42
Tabla 3. Factores influyentes en el comportamiento geomecánico de los materiales de las laderas. ....	44
Tabla 4. Velocidad de los movimientos (Adaptado de Cruden, Varnes - 1996).....	48
Tabla 5. Corrección de N por la longitud del varillaje.....	54
Tabla 6. Corrección de N por el diámetro del sondeo.....	55
Tabla 7. Expresiones de CN según el tipo de suelo. ....	55
Tabla 8. DR y $\Phi$ (Meyerhof, 1956).....	56
Tabla 9. Relaciones entre DR y $\Phi'$ según Burmister (1948). ....	56
Tabla 10. Propiedades de estado de suelos de grano grueso. ....	65
Tabla 11. Simbología utilizada para la clasificación SUCS y su significado.....	70
Tabla 12. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. ....	71
Tabla 13. Ventajas y limitaciones del ensayo triaxial.....	76
Tabla 14. Ventajas y limitaciones del ensayo de Corte Directo. ....	79
Tabla 15. Métodos de análisis de estabilidad de taludes.....	84
Tabla 16. Listado de tablas para cálculo de estabilidad de taludes disponibles en la literatura	106
Tabla 17. Métodos de prevención de la amenaza o el riesgo. ....	118
Tabla 18. Métodos de elusión de amenazas de deslizamientos.....	121
Tabla 19. Estructuras de control de masas en movimiento. ....	124
Tabla 20. Métodos de conformación topográfica para equilibrar fuerzas.....	128
Tabla 21. Métodos de recubrimiento de la superficie del talud.....	132
Tabla 22. Métodos de control de agua y presión de poros.....	143
Tabla 23. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muro rígido.....	149
Tabla 24. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muro flexible.....	153
Tabla 25. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de tierra reforzada.....	154

Tabla 26. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura anclada. ....	157
Tabla 27. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura enterrada. ....	160
Tabla 28. Estructuras de contención .....	161
Tabla 29. Cantones y Caseríos del Municipio de Chinameca. ....	165
Tabla 30. Población de zona urbana y rural del Municipio de Chinameca. ....	166
Tabla 31. Listado de Centros Escolares en el Municipio de Chinameca .....	169
Tabla 32. Estaciones del año. ....	170
Tabla 33. Resumen de promedios mensuales de variables en estación Santiago de Maria. ...	173
Tabla 34. Bosque y cobertura leñosa en el departamento de San Miguel. ....	184
Tabla 35. Agricultura en Municipios de San Miguel. ....	188
Tabla 36. Población del Cantón San Antonio. ....	190
Tabla 37. Población del Cantón Jocote Dulce. ....	191
Tabla 38. Población del Cantón Boquerón. ....	192
Tabla 39. Codificación de las laderas. ....	193
Tabla 40. Norma y finalidad del ensayo SPT. ....	196
Tabla 41. Datos obtenidos y calculado del ensayo SPT. ....	210
Tabla 42. Normas utilizadas en la determinación de las propiedades físicas del suelo .....	214
Tabla 43. Norma utilizada para la determinación de las propiedades mecánicas del suelo ...	217
Tabla 44. Finalidad de los ensayos de Laboratorio. ....	219
Tabla 45. Resumen de ensayos realizados en cada ladera. ....	219
Tabla 46. Resultados de la descripción visual-manual de la ladera N°1 .....	220
Tabla 47. Resultados de la descripción visual-manual de la ladera N°2 .....	221
Tabla 48. Resultados de la descripción visual-manual de la ladera N°3. ....	221
Tabla 49. Granulometría de gravas y arenas en Ladera N°1. ....	222
Tabla 50. Porcentaje de gravas y arenas de granulometría en Ladera N°2. ....	222
Tabla 51. Granulometría de arenas en Ladera N°2. ....	222
Tabla 52. Porcentaje de gravas y arenas de granulometría en Ladera N°3. ....	223
Tabla 53. Granulometría de arenas en Ladera N°3. ....	223

Tabla 54. Resumen de datos obtenidos del análisis granulométrico de muestra de cada ladera. .....	225
Tabla 55. Valores promedios de gravedad específica. ....	226
Tabla 56. Resultados de la determinación del límite líquido, límite plástico, límite de contracción e índice de plasticidad y contracción del suelo en estudio. ....	226
Tabla 57. Relaciones gravimétricas y volumétricas de 3 laderas analizadas. ....	226
Tabla 58. Esfuerzo desviador máximo para las muestras extraídas del pozo a cielo abierto N° 3. .....	227
Tabla 59. Datos para graficar envolvente de Mohr en ladera N°3.....	229
Tabla 60. Parámetros del suelo obtenidos del ensayo triaxial en laderas N° 3.....	229
Tabla 61. Resumen de resultados de Corte Directo. ....	232
Tabla 62. Parámetros de resistencia del suelo.....	242
Tabla 63. Resumen de datos de análisis por Fellenius en Ladera N°1. ....	249
Tabla 64. Parámetros de resistencia del suelo. ....	249
Tabla 65. Resumen de datos de análisis por Fellenius en Ladera N°2. ....	256
Tabla 66. Datos utilizados para análisis método Fellenius Ladera N°3. ....	257
Tabla 67. Resumen de datos de análisis por Fellenius en Ladera N°3 ....	263
Tabla 68. Intensidad de Precipitación máxima anual (absoluta) en mm/min para diferentes periodos. Estación Santiago de María (minutos) ....	287
Tabla 69. Calculo de frecuencias. ....	288
Tabla 70. Costos de establecimiento y mantenimiento de 1000m de barrera viva con zacate vetiver.....	300
Tabla 71. Costos de siembra de aproximadamente 250 árboles frutales cada uno con su terraza. .....	307

## INTRODUCCION

Nuestro país, debido a su situación geológica-geográfica ha tenido una historia marcada de destrucción debido al azote de los fenómenos naturales. Geológicamente hablando nuestro país es relativamente joven (si se considera que una cuarta parte del territorio nacional es de edad pleistocena), posee tierras fértiles y abundante agua durante el período de lluvias, gran parte del territorio es afectado por agentes geológicos internos como la continua sismicidad que afecta prácticamente todo el país. La acción de la gravedad, el debilitamiento progresivo de los materiales, debido principalmente a la meteorización y la actuación de otros fenómenos naturales y ambientales, hacen que los movimientos del terreno sean relativamente habituales. Tal es el caso del Municipio de Chinameca (que es donde se centra nuestro estudio), cuyas comunidades se caracterizan por vivir en condiciones de riesgo. Y es que el Municipio de Chinameca, según lo demuestran los registros históricos tiene antecedentes de desastres que han sido generados tanto por la combinación de fenómenos de origen climático y geológicos como por la adición de los efectos de la actividad irracional del ser humano. El saldo en costos sociales y económicos sobre todo de eventos históricos y recientes, es de una magnitud considerable.

Con base en estos antecedentes se seleccionó un área de estudio, que abarca los Cantones San Antonio, Jocote Dulce y Boquerón, zonas donde se identifica una alta susceptibilidad a los movimientos de ladera según investigaciones anteriores y mapas de susceptibilidad a los deslizamientos proporcionados por el Servicio Nacional de Estudios Territoriales.

La interpretación de la ocurrencia de estos fenómenos de inestabilidades requiere del conocimiento de las condiciones y procesos que las controlan. Es importante destacar que los movimientos de masa, están asociados con varios tipos de procesos naturales y/o provocados por acciones de la población que dan como resultado el movimiento de los materiales que forman

las laderas, estos pueden iniciarse como consecuencia de terremotos, erupciones volcánicas, suelos saturados por lluvias intensas, entre otros.

Para entender la dinámica de este proceso, es necesario realizar la caracterización de las laderas y de los sitios de estudios, considerando los aspectos geológicos, geomorfológicos, climáticos, hidrológicos y de uso del suelo que ayudaran a determinar los factores que están influyendo en el desencadenamiento de los movimientos de masa en la zona. También es importante conocer el tipo de suelo y sus principales propiedades y características por lo que se hace imprescindible la realización de ensayos de laboratorio y de campo para determinar las propiedades físicas y mecánicas de los suelos que permitirá conocer el comportamiento que tendrá el suelo bajo ciertas condiciones.

El presente trabajo contiene los resultados obtenidos de un estudio de estabilidad de laderas, en donde se identificaron los mecanismos de inestabilidad, las posibles superficies de falla haciendo uso de criterios de equilibrio límite para finalmente diseñar un sistema de control o estabilización. Es importante mencionar que también deben aplicarse medidas de prevención para reducir los niveles de amenaza y riesgo a las que se encuentran expuestas las comunidades, es por ello que se incluye un apartado en donde se plantean medidas de conservación de suelos, que de alguna contribuirán a disminuir la vulnerabilidad.

Queda de manifiesto la importancia de realizar este tipo de investigaciones no solo en los lugares delimitados en este estudio sino también en todos los demás municipios de nuestro país que viven en situación de riesgo.

# CAPITULO I

# ANTEPROYECTO

## I. ANTEPROYECTO.

### A. Antecedentes.

En El Salvador, dada su situación geográfica y geológica, son comunes los fenómenos sísmicos, volcánicos e hidrometeorológicos que causan grandes pérdidas humanas y materiales.

Todos los años, durante el período lluvioso, se producen inundaciones, deslizamientos de tierra y derrumbes en todo el país, que afectan principalmente a los colectivos sociales con menores recursos.

El problema de estabilidad de taludes se ha dado en el país desde siempre, sin embargo las investigaciones referidas a la problemática han adquirido mayor importancia a partir de la tragedia del 13 de enero de 2001 en la Colonia Las Colinas en Santa Tecla, en la cual una parte de la cordillera del Bálsamo se desplazó en forma de flujo de lodo, avanzando aproximadamente 500 metros y ocasionando la muerte de alrededor de 500 personas y daños significativos en viviendas y calles, además ocurrieron deslizamientos en la Carretera Panamericana kilómetro 13, Los Chorros, Departamento La Libertad y en Curva la Leona kilómetro 53, Departamento de San Vicente, el fenómeno se repitió en los mismos puntos durante el terremoto del 13 de febrero de 2001.

Recientemente el área Centroamericana fue azotada por la tormenta tropical Stan, generando cuantiosas pérdidas humanas y materiales, tal es el caso de un deslave ocurrido en un pequeño pueblo de Guatemala llamado Panabaj, donde se estima que hubieron más de 1,400 personas fallecidas, convirtiéndose en una de las peores tragedias de América Latina en los últimos años.

En El Salvador Los daños que el huracán Stan provocó fueron evaluados por la Comisión Económica para América Latina y el Caribe (CEPAL) y han hecho reflexionar a entidades como la Fundación Empresarial para la Acción Social (FUNDEMÁS), sobre la acción desarrollada por el gobierno central, las municipalidades y los empresarios en materia medioambiental.

Datos de la Comisión Nacional de Emergencia en El Salvador indican que más de 69 personas perdieron la vida en el país, con más de 62,000 personas que debieron buscar auxilio en alguno de los refugios temporales creados en todo el país. Las mismas fuentes indicaron que

Stan fue el responsable de al menos 390 derrumbes, estimándose afectada hasta un 80% de la red vial de la nación.

Los estragos que las lluvias causaron en la red vial del país, además de las obras de mitigación y construcción de taludes, le supondrá al Gobierno una inversión cercana a los 120 mil millones de dólares.

Los casos descritos son ejemplos relevantes de inestabilidad de laderas, que han cobrado innumerables vidas humanas y muchas pérdidas materiales, lo que ha motivado al estudio de estabilidad e inestabilidad de laderas para plantear posibles soluciones a estos problemas.

Con el objeto de disminuir los impactos ocasionados por los eventos naturales (deslizamientos, inundaciones, etc.) se han desarrollado investigaciones en diferentes lugares del país, bajo este contexto en el Municipio de Chinameca se han realizado una serie de trabajos, entre estos el “Plan de Emergencias y Gestión de Riesgos” en los cantones Las Marías, San Antonio, Jocote Dulce, Oromontique y Chambala, promovido por las Organizaciones no gubernamentales (ONG’s): Catholic Relief Services(CRS), US Agency for International Development (USAID) y Fundación San Jorge dentro del Programa Regional para la Mitigación de Desastres, en el 2001 con el fin de incentivar a la población para organizarse y tomar medidas de prevención.

Recientemente como parte del Diplomado: “Análisis de Amenazas Naturales y Gestión de Riesgos en la Zona Oriental se realizó el trabajo de investigación titulado: “Análisis de Amenazas Naturales y la Elaboración de una Propuesta de Reducción de Riesgos para El Municipio de Chinameca”, desarrollado por un equipo multidisciplinario apoyado por el Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET), la Cooperación Suiza para el desarrollo (COSUDE) y la Facultad Multidisciplinaria Oriental de la Universidad de El Salvador (UES – FMO).

El documento elaborado contiene la caracterización de amenazas y la elaboración de una propuesta para reducir el riesgo en el Municipio de Chinameca, a través de la realización de una serie de acciones. Dentro de los principales resultados que se obtuvieron están: Identificación de zonas de riesgo por amenazas de inundaciones, deslizamientos, deslaves e inestabilidad de

laderas; la elaboración de fichas por zona de riesgo, mapas de amenazas (ver anexo A), mapa de riesgo (ver anexo B) y las condiciones de vulnerabilidad de las comunidades.

Teniendo en cuenta la información proporcionada en las anteriores investigaciones y las recomendaciones efectuadas en las mismas, se ve la necesidad de realizar estudios más detallados que permitan generar propuestas que disminuyan el riesgo o el impacto de los desastres en la población.

## **B. Planteamiento del Problema.**

El crecimiento poblacional genera la necesidad de crear espacios para vivir, por lo que muchas familias se ven obligadas a establecerse en zonas de riesgo.

En Chinameca muchas de las comunidades rurales están formadas por familias de escasos ingresos que no alcanzan a cubrir sus necesidades básicas y que se caracterizan por ocupar viviendas frágiles ubicadas en las faldas de las montañas aun conociendo las graves amenazas a las que están expuestas, siendo los movimientos de ladera uno de los fenómenos que más afecta los asentamientos humanos y la infraestructura.

Una de las prácticas más comunes de los pobladores es la corta, quema y tala indiscriminada que se efectúa para preparar los terrenos para el cultivo, provocando pérdida de cobertura vegetal y exponiendo la superficie del suelo al impacto directo de la lluvia, el viento y el sol, lo que incrementa la erosión y el deterioro del suelo por lo que la escorrentía penetra produciendo fisuras, grietas y cárcavas, facilitando de esta manera los deslizamientos de tierra.

Los asentamientos y caminos construidos en las zonas montañosas de Chinameca, corren peligro de socavamiento producido por los deslizamientos que mayormente se presentan en época lluviosa.

La amenaza aun no ha originado un desastre, sin embargo podría generarse si no se toman las medidas pertinentes.

## C. Justificación.

El tema del riesgo ha tomado mucha importancia en el país a raíz de los daños materiales y pérdidas de vidas humanas causadas por los eventos naturales como el huracán Mitch en 1998, y los terremotos del 2001.

Por lo que en los últimos años se han desarrollado estudios enfocados a disminuir o mitigar los riesgos existentes, partiendo de que el conocimiento sobre riesgos constituye la base tanto para la toma de decisiones, como para la incorporación del criterio de prevención y mitigación, es necesario profundizar en el conocimiento de las amenazas y grado de vulnerabilidad.

Desde su fundación, la Ciudad de Chinameca ha tenido una historia marcada por las destrucciones de su infraestructura provocadas por terremotos y deslizamientos de tierra (en 1878, 1951, 1965-1967). Los terremotos de Enero y Febrero del 2001 fueron los que mayor impacto y destrucción han causado en el Municipio de Chinameca en su historia reciente.

Los deslizamientos de tierra se han venido incrementando desde hace unos 9 años, principalmente en las partes más altas de Chinameca en las cuales existen aberturas o grietas que paulatinamente han aumentado su ancho<sup>1</sup>. Lo que ha provocado pérdidas de vidas humanas, además de afectar considerablemente el sector agrícola y de vivienda.

La zona rural se ve amenazada y afectada por los derrumbes, el deterioro de sus principales calles y las crecidas de agua, que cada día son mayores. En el último deslizamiento, miles de metros cúbicos de tierra provocaron una inmensa nube de polvo que soterró algunas comunidades y sepultó a cinco pobladores, socavando al mismo tiempo todas las vías de acceso<sup>2</sup>.

En este contexto, adquiere importancia la revisión de las condiciones de riesgo imperantes en Chinameca para reducir los efectos de las amenazas y evitar que se convierta en desastre.

---

<sup>1</sup> Programa Regional para la Mitigación de Desastres en San Antonio

<sup>2</sup> Programa Regional para la Mitigación de Desastres en Chambala

Esto refleja la necesidad de hacer investigaciones más detalladas estudiando las propiedades físicas y mecánicas de los suelos, además de las características geomorfológicas del área de estudio, para diseñar obras de estabilización de taludes con el fin de mitigar los efectos de la amenaza.

## D. Alcances.

- La investigación abarcará la evaluación de 3 puntos críticos que se encuentran en los cantones: Jocote Dulce, San Antonio y El Boquerón, delimitados según algunos criterios que se explican mas adelante, los cuales son respaldados por los mapas de amenazas por deslizamientos elaborados por el SNET (Ver Anexo C) donde se observa que existe susceptibilidad a los deslizamientos entre moderada y alta en los lugares seleccionados.
- Se obtendrán muestras de suelos alteradas e inalteradas (calicatas) para realizar las siguientes pruebas en el Laboratorio: Granulometría, Descripción Visual-Manual, Gravedad Especifica, Relaciones Gravimétricas y Volumétricas, Prueba Triaxial, Corte Directo y Ensayo de Penetración Estándar (SPT).
- Se hará el levantamiento topográfico para conocer la conformación topográfica de la ladera.
- Se utilizara el Método de Dovelas (Fellenius) para el cálculo del Factor de Seguridad. Finalmente se usará el software Snailz y Stabl5 para obtener datos más precisos sobre la condición de estabilidad o inestabilidad de las laderas.
- El tipo de medidas que se propondrán serán de estabilización (vegetación, geotextiles, etc.) y se diseñaran elementos de contención, y medidas de control de aguas superficiales según amerite.
- Para cada propuesta y diseño de las obras se realizará un presupuesto.
- En la etapa de análisis e interpretación de datos se recurrirá a la ayuda de expertos para el área que lo requiera.

## E. Limitaciones.

- Se harán las gestiones necesarias para el uso del laboratorio de Suelos de la Universidad de El Salvador para realizar las pruebas requeridas, por tanto el periodo de tiempo destinado para efectuar los ensayos estará limitado por las disposiciones del Jefe del Laboratorio y Junta Directiva.
- En el caso de que las muestras inalteradas no permita labrar las probetas que se requieren para la realización del Ensayo Triaxial, se realizara el Ensayo de Corte Directo ya que permite utilizar el método de compactación para preparar los especímenes.
- Debido a que las muestras de suelo serán extraídas en la época de precipitación, existirán alteraciones en los resultados de ensayos de humedades.
- Existe poca accesibilidad a la información histórica referente a desastres en el Municipio.

## F. Objetivos.

### General:

- Caracterizar los movimientos de ladera y proponer medidas de estabilización en 3 laderas ubicadas en los cantones: San Antonio, Jocote Dulce y Boquerón del Municipio de Chinameca.

### Específicos:

- Clasificar los mecanismos básicos de inestabilidad de las laderas en estudio.
- Realizar pruebas in situ y ensayos de laboratorio, para conocer las propiedades físicas y mecánicas de los suelos en cada una de las laderas analizadas.
- Efectuar un levantamiento topográfico que permita obtener la configuración de cada una de las laderas.
- Realizar el análisis para determinar la estabilidad o inestabilidad de las laderas.
- Diseñar obras de contención, modificación de topografía y de drenaje que mejor se adecue al caso.

- Proponer medidas de protección superficial (vegetación, geotextiles, etc.) en caso de ser necesario.
- Realizar un presupuesto para cada una de las medidas planteadas.

## G. Resultados Esperados.

- Con la realización de este trabajo de investigación, se pretende brindar un instrumento o guía metodológica para ser aplicado en posteriores estudios o investigaciones en áreas similares y a la vez incentivar a otros estudiantes con carreras a fines para que efectúen nuevas investigaciones enfocadas en la problemática socioambiental.
- Organizar una actividad de carácter informativa dirigida a los líderes de los cantones afectados y al Consejo Municipal de Chinameca con el objetivo de exponer los resultados de la investigación y a la vez incentivar a las comunidades para que se organicen en conjunto con la Municipalidad para poder disminuir la problemática de los fenómenos de inestabilidad a los que son expuestos frecuentemente en la zona (Ver Apéndice A).

## H. Marco Metodológico.

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. Tomando en cuenta estas consideraciones se desarrolló el siguiente Plan de Trabajo:

### 1. Reconocimiento e identificación del sitio.

Previamente a la visita de campo se realizara un análisis general de la información existente y así definir claramente el área de interés. El área a visitar debe incluir las laderas afectadas o que se requiere analizar y las regiones adyacentes que pueden contribuir en las causas de los movimientos.

## **2. Análisis de la información existente.**

Se hará una recopilación de estudios realizados en la zona, mapas topográficos, geológicos, pendientes, usos de la tierra, climatología, datos de precipitación y otros factores en sitios aledaños pueden tener influencia determinante. En esta etapa será necesario visitar bibliotecas, Instituciones (tanto a nivel local como nacional) que puedan brindarnos algún tipo de información necesaria para realizar un diagnóstico de la zona de estudio.

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.

## **3. Estudio de las características superficiales del sitio que permitan la caracterización topográfica y geotécnica.**

Se llevaran a cabo visitas de campo para determinar los rasgos presentes en la ladera y zonas de influencia, para esta actividad será necesario elaborar un instrumento o ficha para recopilar la información en el campo y posterior análisis. Además se efectuará un levantamiento topográfico para obtener los parámetros geométricos de la ladera.

## **4. Investigación de campo que incluye sondeos, toma de muestras, y ensayos in situ para cuantificar los parámetros del suelo.**

La investigación de campo adicional a la efectuada en la etapa anterior consistirá en la perforación de calicatas para la extracción de muestras inalteradas, recolección de muestras alteradas para el posterior análisis en el laboratorio.

## **5. Investigación de Laboratorio.**

Se realizaran 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. Se efectuaran los ensayos comúnmente utilizados para análisis de laderas y taludes:

- a. Humedad o contenido de agua.
- b. Límites de Atterberg o plasticidad.
- c. Gravedad Específica.

- d. Distribución granulométrica.
- e. Resistencia al cortante.
- f. Relaciones gravimétricas y volumétricas.

## 6. Análisis de la Estabilidad de las Laderas.

Se evaluarán las laderas seleccionadas para determinar la estabilidad o inestabilidad de las mismas. Para este efecto se aplicará uno de los métodos convencionales de análisis, además se usará uno o más software para respaldar los resultados.

## 7. Análisis de la información obtenida, modelación matemática y diseño.

Se efectuará un análisis e interpretación de la información obtenida y los resultados en cada una de las etapas anteriores con el objetivo de tomar una decisión en el tipo de tratamiento que se le dará a las laderas y el diseño de las respectivas obras.

## I. Marco Normativo.

Con el objeto de dar a conocer las diferentes leyes, códigos, reglamentos, acuerdos y gestiones institucionales para mostrar los esfuerzos que se han hecho hasta la fecha en lo referente a gestión de riesgo, es que se describe el siguiente apartado.

La **Constitución de El Salvador** no establece ninguna disposición relacionada específicamente con los desastres, salvo la suspensión de ciertos derechos o garantías en caso de “catástrofe, epidemia u otra calamidad”, en su artículo 29. Existen una serie de principios y derechos a partir de los cuales el legislador y la administración pública pueden regular esta situación. Entre ellos, el artículo 2 de la Constitución reconoce el derecho a la vida y a la integridad física y su necesaria defensa.

En cuanto a las leyes en El Salvador, la **Ley de la Defensa Civil**, Decreto No. 498, 1976 es la que está relacionada directamente con el tratamiento y la prevención de desastres. Esta ley crea el Sistema de Defensa Civil como parte integrante de la Defensa Nacional, y reemplazó a la Ley de Emergencia Nacional emitida el 4 de junio de 1965. Tiene como finalidad proteger y

ayudar a la población para superar las consecuencias de desastres o calamidades públicas, y por eso establece el Sistema de Defensa Civil, los objetivos siguientes:

- Prevenir daños y cuando éstos ocurrieren, disminuir su magnitud.
- Ayudar a la población afectada.
- Procurar la continuidad de los servicios públicos.
- Obtener de la población afectada y de todos los sectores del país la necesaria colaboración para realizar la Defensa Civil.

Para esta ley, los desastres o calamidades públicas son consecuencia de fenómenos físicos o naturales, acciones armadas o de trastornos sociales que afectaren el orden público, el normal desarrollo de las actividades económicas en la República o la vida, salud o patrimonio de sus habitantes.

En su estructura, el Sistema de Defensa Civil comprende el Comité Nacional de Defensa Civil, los Comités Regionales de Defensa Civil, los Comités Departamentales de Defensa Civil y los Comités Municipales de Defensa Civil.

La Ley de Defensa Civil, se dictó en el marco de la profundización de la crisis político social del país, que desembocó en la guerra; en momentos de un auge sin precedentes de lucha social, más con propósitos "contra insurgentes" de establecer la "defensa civil" frente a los ataques de "la subversión" o el "terrorismo" que para atender los problemas por los desastres naturales.

Otra de las disposiciones vinculadas con la temática es la **Ley del Medio Ambiente**, Decreto No. 233, aprobada en abril de 1998. El Capítulo IV de la ley está dedicado a regular las contingencias, emergencias, y desastres ambientales. Según sus disposiciones, el Estado tiene el deber de adoptar medidas para prevenir y controlar desastres ambientales. Para esta ley "el Órgano Ejecutivo declarará el estado de emergencia ambiental por el tiempo que persista la situación y sus consecuencias"

Luego, la ley manda que el Ministerio de Medio Ambiente en coordinación con el Comité de Emergencia Nacional COEN elabore el "Plan Nacional de Prevención y Contingencia Ambiental", que será ejecutado por éste. Este Plan "pondrá énfasis en las áreas frágiles o de alto

riesgo, de acuerdo con un Mapa Nacional de Riesgo Ambiental que será elaborado por el Ministerio de Medio Ambiente con el apoyo de las instituciones especializadas".

El **Código Penal**, Decreto No. 1030, establece que cuando una persona, natural o jurídica, cause un desastre ambiental y su acción pueda tipificarse como delito de "contaminación ambiental" o "contaminación ambiental agravada" recibirá una pena determinada por el Código Penal, artículos 235 y 236. También está tipificado en la ley el delito de "depredación de bosques", "depredación de fauna", "depredación de fauna protegida" y "quema de rastrojos".

Actualmente se están realizando algunas iniciativas legales en gestión del riesgo, dentro de los cuales se puede destacar:

Un antecedente legal, próximo a la gestión de riesgos, lo constituye la **Ley de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Área Metropolitana de San Salvador de 1994**, con una incipiente visión para el desarrollo estratégico preventivo del país. Esta Ley hace énfasis a la definición de las áreas urbanizables y no urbanizables para evitar desastres y enfrentar riesgos potenciales.

Antes del Mitch (1998) y los terremotos de 2001, el tema desastres, prevención y su respectivo manejo se restringía a círculos estrechamente vinculados con el ejército Y la Policía Nacional Civil y algunos sectores de la Salud Pública y cuerpos de socorro, como los Comandos de Salvamento y el Cuerpo de Bomberos. Sobre las acciones impulsadas por estos organismos se fundamentó la posterior creación de lo que hoy se denomina **Sistema Nacional de Emergencia SISNAE**, con el COEN como ente ejecutivo y representativo de todo el sistema.

Este sistema, determinado por la realidad vulnerable del país, con un carácter de respuesta de emergencia, limitado mayormente a las labores de evacuación, rescate, limpieza de escombros y distribución de ayuda humanitaria, aún no ha logrado dar el salto cualitativo para estructurar una propuesta consistente en la prevención de desastres.

Un antecedente internacional interesante vigente que data de 1999, y que todavía no se ha cumplido son los **Acuerdos del Grupo Consultivo en Estocolmo**, donde el gobierno salvadoreño se comprometió con la formulación y aplicación de estrategias y políticas orientadas a la reducción de la vulnerabilidad social, económica y ambiental, y que fueran diseñadas con la

participación e integración de propuestas de la sociedad civil. En 2001, durante el desarrollo del Grupo Consultivo en Madrid, el gobierno apostó por el cambio de la agenda inicial (continuidad de Estocolmo), hacia la discusión de aspectos relacionados con la globalización económica y alejada de los compromisos adquiridos con los afectados y afectadas por los desastres.

Los esfuerzos gubernamentales por adoptar un marco legal a las necesidades del país con relación al tema han consistido básicamente en dos anteproyectos de ley elaborados para sustituir la antigua Ley de Defensa Civil. El primero ya data de 1995, y se refiere a una Ley de Emergencia Nacional, y el segundo anteproyecto se denomina **Ley de de Prevención y Mitigación de Desastres y Protección Civil** (Ver Anexo D). Esta última fue presentada a la Asamblea Legislativa en Junio del 2001 por el Ministerio del Interior, actualmente llamado Ministerio de la Gobernación.

El anteproyecto del gobierno revela características diferentes a la ley vigente. Señala que no plantea sólo la atención en caso de emergencia, sino que incorpora la visión de prevención y mitigación. Además, estipula acciones como desalojos de zonas de alto riesgo, la toma de medidas preventivas a nivel local, comunal y departamental.

Asimismo, recomienda asignar un fondo de emergencia del presupuesto de la nación, fideicomisos y préstamos, entre otros aportes.

La Ley de Prevención y Mitigación de Desastres y Protección Civil es una normativa que responde a las particularidades propias de la gestión de riesgo en el país y fue aprobada recientemente (19 de agosto del 2005) por la Asamblea Legislativa.

## J. Marco Histórico.

Chinameca obtuvo el título de ciudad el 2 de Marzo de 1874, cuatro años después asociado al terremoto de Jucuapa-Chinameca sobrevino uno de los más grandes desprendimientos de tierra, el cual produjo 14 muertos<sup>3</sup>.

---

<sup>3</sup> CEPRODE, Gestión del Riesgo, una opción para reducir y enfrentar el impacto de los desastres, San Salvador, Junio del 2001.

En 1951 asociado al terremoto de Jucuapa-Chinameca, se produjeron numerosos desprendimientos de tierra que obstaculizaron por varios días las arterias viales en la zona y que cobraron la vida de 500 personas de las cuales se cree que el 20% fue causado por los deslizamientos<sup>4</sup>.

En los años de 1965-1967 se recuerda un aluvión de tierra proveniente de las faldas del cerro el limbo el cual tuvo su origen en el lugar conocido como “Finca de Jacobo” hoy Finca de Quiroz; no se cuenta con registro de víctimas y detalles de este desastre<sup>5</sup>.

Durante los terremotos de enero y febrero de 2001 se produjeron numerosos deslizamientos de tierra que obstaculizaron las principales calles que sirven de acceso al área rural pero la mas grande tragedia se originó en el área conocida como “Zanjón, mar y cielo” en Chambala ya que soterró no solo a la comunidad, sino a cinco pobladores, que pese a todo el operativo de búsqueda fue imposible rescatar sus cadáveres<sup>6</sup>.

Aún cuando las amenazas de un deslizamiento de suelos son evidentes en Chinameca no se cuenta con un registro detallado de estos y por eso es difícil establecer en una forma precisa la cronología de los desastres y sus consecuencias tanto en daños materiales como humanos que se han generado.

---

<sup>4</sup> CEPRODE, Características de los desastres en El Salvador: Topología y vulnerabilidad socioeconómica, San Salvador, Febrero de 1994.

<sup>5</sup> CRS, Fundación San Jorge, USAID, Programa regional para la mitigación de desastres, Chinameca, octubre del 2001.

<sup>6</sup> CRS, Fundación San Jorge, USAID, Programa regional para la mitigación de desastres, Chinameca, octubre del 2001.

# CAPITULO II

## MARCO TEORICO

## II. MARCO TEORICO.

### A. Generalidades.

Los procesos geodinámicos que afectan a la superficie terrestre dan lugar a movimientos del terreno de diferente magnitud y características, que pueden constituir riesgos geológicos, al afectar, de una forma directa o indirecta, a las actividades humanas.

Fenómenos tan variados como la erosión, movimientos sísmicos y erupciones volcánicas y las precipitaciones pueden producir deslizamientos y desprendimientos en las laderas, coladas de tierra y derrubios, aterramientos, hundimientos, etc. Estos movimientos del terreno son el reflejo del carácter dinámico del medio geológico y de la evolución natural del relieve, pero también pueden ser provocados o desencadenados por el hombre al interferir con la naturaleza y modificar sus condiciones.

Los problemas de la doble interacción entre el medio geológico y las actividades humanas hacen necesario el planteamiento de actuaciones adecuadas para conseguir un equilibrio entre las condiciones naturales y la ocupación del territorio, incorporando los métodos de prevención y mitigación de los riesgos geológicos a la planificación. Estas actuaciones a partir del conocimiento de los procesos geodinámicos y del comportamiento geomecánico del terreno.

Los efectos de los movimientos del terreno pueden ser directos o indirectos, a corto, largo plazo o permanentes. La escala de tiempo geológico en que se desarrollan determinados procesos, como los tectónicos o isostáticos, hace que sus efectos no sean considerables a escala humana.

Solo determinados procesos, cuando ocurren a escala "geotécnica o ingenieril", son controlables mediante actuaciones antrópicas, como los deslizamientos y desprendimientos, los procesos erosivos y las inundaciones. Los terremotos, erupciones volcánicas y avalanchas de millones de metros cúbicos en zonas montañosas quedan fuera del alcance y control humano.

## 1. Amenaza, Vulnerabilidad, Riesgo y Desastre.

Para evitar o reducir los riesgos geológicos e incorporar la influencia de estos a la planificación y ocupación del territorio, es necesaria la evaluación de la amenaza y del riesgo.

En los estudios de riesgos se utiliza una terminología propia para definir la amenaza, el riesgo y la vulnerabilidad. Si bien el término “riesgo” frecuentemente se emplea para referirse a cualquier proceso más o menos violento o catastrófico que puede afectar a las personas o bienes, y se aplica como sinónimo de amenaza, ambos conceptos son diferentes. La amenaza se refiere al proceso geológico, el riesgo a las pérdidas y la vulnerabilidad a los daños. A continuación se definen estos conceptos según su uso más extendido.

La **amenaza** es el grado de exposición de un lugar o emplazamiento a los fenómenos naturales dentro de un periodo determinado, independientemente de lo que sobre dicha ubicación se construya. En general, es poco y muy costoso lo que el hombre pueda hacer para reducir el peligro.

Las **amenazas naturales** surgen exclusivamente de las dinámicas del planeta tierra y no pueden ser afectadas por acciones humanas.

Por su origen los fenómenos naturales que pueden generar situaciones de desastre, se clasifican en:

■ **Geológicos:** Sismos, erupciones volcánicas y tsunamis.

■ **Hidrometeorológicos o climáticos:** Tormentas tropicales, sequías, desertización, inundaciones por desbordes y flujos rápidos.

■ **Geológicos-climáticos:** Fallas del suelo como deslizamientos (que pueden ser causados por vibraciones sísmicas o por humedecimiento), licuación del suelo provocada por sismos intensos, asentamiento o hinchamiento del suelo por presencia del agua.

Las amenazas naturales son las únicas que no podemos evitar porque no dependen de acciones humanas y se clasifican en: naturales, socionaturales y antrópicas.

Las **amenazas socionaturales** surgen de las reacciones que tiene la naturaleza frente a las acciones humanas, por tanto pueden evitarse. Las más evidentes son la deforestación, la

erosión, la ocupación de zonas con amenazas naturales (inundaciones, terremotos, volcanes) y la construcción de obras que alteran la naturaleza.

Las **amenazas provocadas por el ser humano** (o antrópicas), tal como su nombre lo indica, son el resultado de las acciones de los humanos sobre los recursos naturales (agua, aire y tierra) o sobre la población.

La **vulnerabilidad** es el grado de exposición de las personas, sus bienes y su ambiente a los efectos de una amenaza. A esto se suma la insuficiencia o falta de capacidad para protegerse ante los efectos de un desastre.

A continuación se explican los diferentes tipos de vulnerabilidad:

■ **Vulnerabilidad Física.** Localización de las comunidades y calidad de la infraestructura (casas, caminos, etc.)

■ **Vulnerabilidad Social.** Carencia o poca capacidad de las comunidades para organizarse en aspectos de salud, educación y desarrollo comunitario.

■ **Vulnerabilidad Económica.** Carencia de recursos económicos en la comunidad (desempleo, falta de acceso a educación, salud, ingresos, etc.)

■ **Vulnerabilidad Ambiental.** Es el resultado de nuestra relación con la naturaleza y de la explotación de los recursos naturales.

El **riesgo** es la posibilidad de daños sociales (pérdidas de vidas), ambientales y económicos en un lugar expuesto a amenazas naturales, se relaciona con la presencia de condiciones que pueden llegar a provocar un desastre. Depende de dos factores: el peligro o amenaza natural y la vulnerabilidad. (Ver Figura 1).

Un **desastre** puede definirse como un evento o suceso que ocurre, en la mayoría de los casos, en forma repentina e inesperada, causando sobre los elementos sometidos alteraciones intensas, representadas en la pérdida de vida y salud de la población, la destrucción o pérdida de los bienes de una colectividad y/o daños severos sobre el medio ambiente.



Figura 1. Concepto de gestión de riesgo.

La gestión del riesgo es una propuesta para analizar los desastres y diseñar programas y proyectos de prevención, mitigación y manejo de desastres (el cual comprende acciones de preparación, atención de la emergencia, rehabilitación y reconstrucción)

Así la gestión del riesgo comprende:

**Prevención:** son acciones dirigidas a evitar las amenazas siconaturales y antrópicas (pues la naturales no pueden evitarse).

La prevención de los riesgos geológicos consiste en prever o conocer con anticipación la ocurrencia de un fenómeno, en tiempo y lugar (o al menos en lugar) con el fin de:

- Evitar el proceso
- Controlar o frenar dicho proceso
- Avisar, prepararse o protegerse de él.

El tipo de actuación dependerá de las características del proceso, de su velocidad y su magnitud.

La prevención se basa en el conocimiento de las características y leyes de los procesos, en el análisis de los datos pasados, observaciones científicas (investigaciones detalladas de los mismos) y en la motorización y detección de anomalías y cambios en parámetros físicos y fenómenos precursores.

La **mitigación** consiste en moderar o disminuir las pérdidas y daños mediante el control del proceso (en los casos que sea posible) y/o la protección de los elementos expuestos, reduciendo su vulnerabilidad.

El **Manejo del desastre** comprende acciones para la preparación, la emergencia, la rehabilitación y la reconstrucción.

La prevención tiene como objetivo último evitar que un desastre ocurra, mientras que la mitigación persigue reducir el nivel del riesgo al cual nos encontramos expuestos.

Los dos grupos de acciones están destinadas a reducir el riesgo, y en la práctica a veces es difícil separar entre ambos tipos de acciones.

## B. Caracterización de movimientos de ladera.

### 1. Introducción.

Los procesos geodinámicos que afectan a la superficie terrestre dan lugar a movimientos del terreno de diversas características, magnitud o velocidad. Los más frecuentes y extendidos son los movimientos de ladera, que engloban en general, a los movimientos gravitacionales que tiene lugar en las laderas y, otro tipo aunque menos extendido por estar asociado a determinados materiales y circunstancias, los hundimientos.

La acción de la gravedad, el debilitamiento progresivo de los materiales, debido principalmente a la meteorización y la actuación de otros fenómenos naturales y ambientales, hacen que los movimientos del terreno sean relativamente habituales en el medio geológico.

Estos procesos llegan a constituir riesgos geológicos potenciales, ya que pueden causar daños económicos y sociales al afectar a las actividades y construcciones humanas. Evitar estos efectos nocivos es el objetivo final de la investigación de los movimientos del terreno, de sus características, tipos y mecanismos de inestabilidad, de los factores que controlan y de sus causas. Para abordar su estudio es necesario conocer los materiales rocosos y los suelos, sus características y propiedades geológicas, geomecánicas e hidrogeológicas, y su comportamiento, así como los factores que condicionan y desencadenan los movimientos.

El estudio suele estar enfocado hacia alguna de las siguientes aplicaciones:

- Investigación de procesos particulares para el diseño de medidas correctoras o estabilizadoras para mitigación o reducción de los daños.
- Análisis de las causas y de los factores que controlan y desencadenan los procesos en una zona, con vistas a la prevención de los movimientos.
- Realización de cartografías de zonas inestables o potencialmente inestables, para aplicaciones preventivas.

## 2. Nomenclatura de un Talud o Ladera.

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 (Ver Figura 2).

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.

Los taludes se pueden agrupar en tres categorías generales: los terraplenes, los cortes de laderas naturales y los muros de contención. Además, se pueden presentar combinaciones de los diversos tipos de taludes y laderas.

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

■ **Altura:** Es la distancia vertical entre el pie y la cabeza, la cual se presenta claramente definida en taludes artificiales pero es complicada de cuantificar en las laderas debido a que el pie y la cabeza no son accidentes topográficos bien marcados.

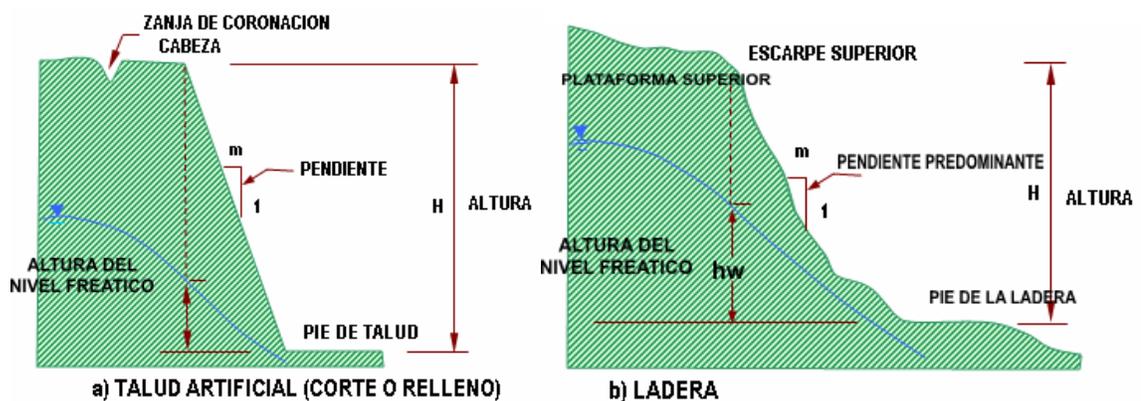


Figura 2. Nomenclatura de taludes y laderas.

■ **Pie:** Corresponde al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte inferior.

■ **Cabeza o escarpe:** Se refiere al 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:** Es la 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.

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.

### 3. Nomenclatura de los procesos de movimiento.

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.

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.

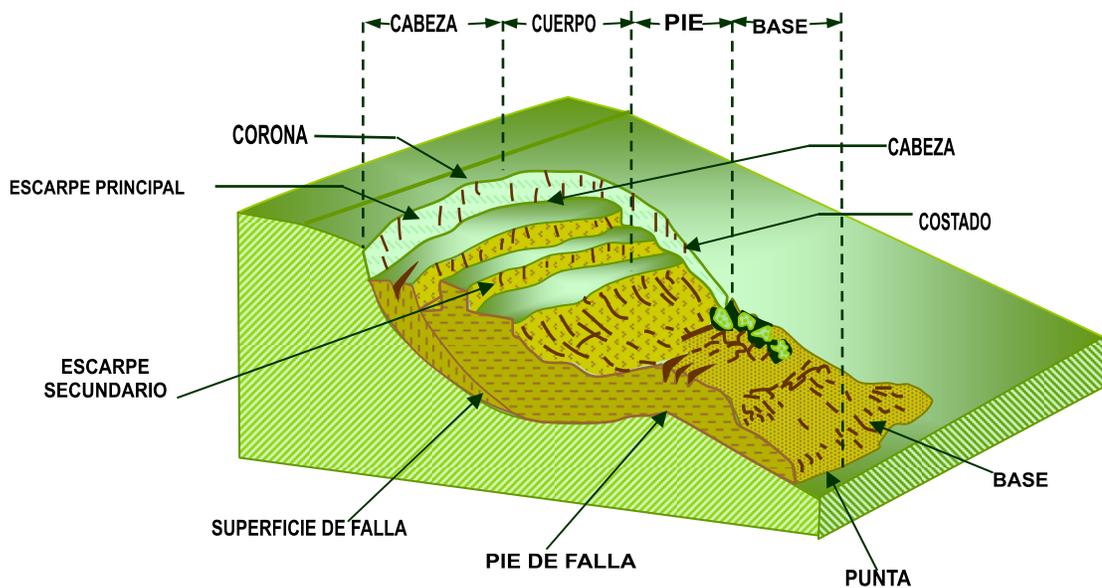


Figura 3. Nomenclatura de un deslizamiento.

En la Figura 3 se muestra un deslizamiento o movimiento en masa típico, con sus diversas partes cuya nomenclatura es la siguiente:

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

■ **Escarpe secundario:** Una 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:** El punto más alto del contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.

■ **Corona:** El material que se encuentra en el sitio, prácticamente inalterado y adyacente a la parte más alta del escarpe principal.

■ **Superficie de falla:** Corresponde al área 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:** La línea de interceptación (algunas veces tapada) entre la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie original del terreno.

■ **Base:** El área cubierta por el material perturbado abajo del pie de la superficie de falla.

■ **Punta o uña:** El 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:** La superficie que existía antes de que se presentara el movimiento.

■ **Derecha e izquierda:** Para describir un deslizamiento se prefiere usar la orientación geográfica, pero si se emplean las palabras derecha e izquierda debe referirse al deslizamiento observado desde la corona mirando hacia el pie.

#### 4. Dimensiones de un movimiento.

Para definir las dimensiones de un movimiento se utiliza la terminología recomendada por el Irish Association for Economic Geology (Ver Figura 4):

1. **Ancho de la masa desplazada  $W_d$ :** Ancho máximo de la masa desplazada perpendicularmente a la longitud,  $L_d$ .
2. **Ancho de la superficie de falla  $W_r$ :** Ancho máximo entre los flancos del deslizamiento perpendicularmente a la longitud  $L_r$ .
3. **Longitud de la masa desplazada  $L_d$ :** Distancia mínima entre la punta y la cabeza.
4. **Longitud de la superficie de falla  $L_r$ :** Distancia mínima desde el pie de la superficie de falla y la corona.
5. **Profundidad de la masa desplazada  $D_d$ :** Máxima profundidad de la masa movida perpendicular al plano conformado por  $W_d$  y  $L_d$ .
6. **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  $L_r$ .
7. **Longitud total  $L$ :** Distancia mínima desde la punta a la corona del deslizamiento.
8. **Longitud de la línea central  $L_{cl}$ :** Distancia desde la punta o uña hasta la corona del deslizamiento a lo largo de puntos sobre la superficie original equidistantes de los bordes laterales o flancos.

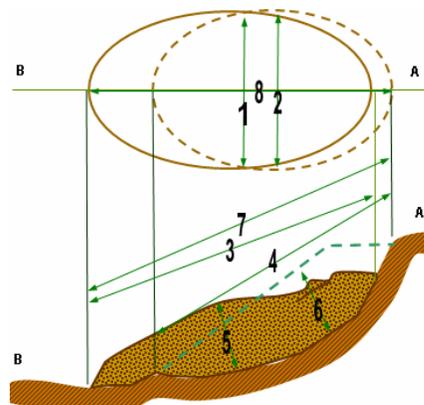


Figura 4. Dimensiones de los movimientos en masa de acuerdo a IAEG (Commission on Landslides (1990)).

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.

En algunas ocasiones como en el caso de roca el factor de expansión puede ser hasta de un 70%.

## 5. Movimientos de masa.

Muchos investigadores tienen su propia definición de movimientos de masa. Medina (1991) los define como “fenómenos geológicos que en su mecanismo involucran la movilización de volúmenes de materiales hacia niveles inferiores, bajo la acción directa de la gravitación terrestre”. Para Villota (1991), “son procesos denudativos relacionados con desplazamientos o transposición más o menos rápida de volúmenes variables de suelo, roca o detritos sobre una pendiente, por incidencia de fuerzas de desplazamiento y agentes geomorfológicos”. Suárez (1998) afirma que “son procesos geotécnicos activos de los taludes y laderas que corresponden generalmente a movimientos hacia abajo y hacia afuera de los materiales que conforma un talud de roca, suelo natural, relleno artificial o una combinación de ellos”. Los movimientos ocurren generalmente a lo largo de superficies de falla, por caída libre, movimientos de masa, erosión o flujos. Algunos segmentos de la ladera pueden moverse hacia arriba mientras otros lo hacen hacia abajo.

Estos movimientos de masa ocurren sobre una ladera o talud, términos que son usados indistintamente para referirse a una masa de tierra con cierta pendiente. La definición de Shuk (1990) se refiere a ellos como “los tramos que partiendo de la cresta de los altos topográficos (cerros, montes, riscos, etc.) llegan hasta los canales hidrográficos ubicados en su parte inferior o base”; Bloom (1991) dice que “la mayoría de las geoformas consisten en grandes curvas y superficies de talud formadas por movimientos de masa y la mayoría de las laderas son geoformas que resultan del paso de los ríos cortando los valles”. Para Suárez (1998), “una ladera o talud natural es una masa de tierra no plana sino con pendiente o cambio de altura significativo que se define como ladera si su conformación tuvo como origen un proceso natural y como talud si se conformó de manera artificial”. Para Bloom (1991), “los taludes son superficies irregulares

que no pueden ser descritos por una simple ecuación matemática". El mejor mapa topográfico es solamente una aproximación de las infinitas irregularidades de una ladera.

Los procesos geológicos y climáticos que afectan a la superficie terrestre crean el relieve y definen la morfología de las laderas, que van modificándose a lo largo del tiempo para adaptarse a nuevas condiciones geológicas o climáticas. Por lo general, las laderas adoptan pendientes naturales cercanas al equilibrio: ante el cambio de condiciones, su morfología se modifica buscando de nuevo el equilibrio. En este contexto, los movimientos de ladera pueden entenderse como los reajustes del terreno para conseguir el equilibrio ante un cambio de condiciones.

Entre las áreas más propensas a la inestabilidad, bajo un punto de vista global, están las zonas montañosas y escarpadas, zonas de relieve con procesos erosivos y de meteorización intensos, laderas de valles fluviales, zonas con materiales blandos y sueltos, con macizos rocosos arcillosos, esquistosos o alterables, zonas sísmicas, zonas de precipitación elevada, etc.

El estudio de los movimientos de ladera, con frecuencia englobados bajo el término general de deslizamientos, tiene muchos cambios comunes con los estudios de inestabilidad de laderas: los factores geomecánicos que controlan los procesos de rotura e inestabilidad, los mecanismos de rotura, métodos de análisis y modelización, métodos de corrección, estabilización e instrumentación.

Los deslizamientos en laderas pueden ser profundos y movilizar millones de metros cúbicos de material (Ver Figura 5); los mecanismos de roturas, además suelen ser complejos, estando condicionados por factores o procesos a escala geológica (fallas, procesos tectónicos, procesos geomorfológicos, flujos de agua subterránea, etc.)

La inestabilidad en las laderas, se deben al desequilibrio de las fuerzas internas y externas que actúan sobre el terreno, de tal forma que las fuerzas desestabilizadoras superan a las fuerzas estabilizadoras o resistentes. Este desequilibrio puede ser debido a una modificación de las fuerzas existentes o a la aplicación de nuevas fuerzas externas estáticas o dinámicas.

Los movimientos de ladera, por su gran extensión y frecuencia, constituyen un riesgo geológico muy importante, que afecta las edificaciones, vías de comunicaciones, etc., y ocasionalmente a poblaciones. Los movimientos de gran magnitud son poco frecuentes, aunque

en la superficie terrestre hay signos que denotan su ocurrencia en el pasado, posiblemente asociada a épocas climáticas húmedas y lluviosas o a actividad tectónica y sísmica.



Figura 5. Deslizamiento Colonia Las Colinas (2001).

Por otro lado, los deslizamientos son quizás los procesos naturales más previsibles y más sensibles a las medidas de corrección y mitigación para la prevención de los daños que conllevan.

Los movimientos de ladera engloban diferentes tipos de procesos, como los deslizamientos, desprendimientos, flujos y colada de barro o derrubios, reptaciones, avalanchas rocosas, etc.

## 6. Clasificación de los movimientos de masa.

Puede decirse que existe tanta diversidad de clasificaciones de movimientos de masa, como investigadores del tema; tal vez por ello no sea raro encontrar contradicciones e inconsistencias entre ellas. La mayoría de las clasificaciones consideran dos variables básicas: el tipo de movimiento y el tipo de material involucrado.

Según Suárez (1998), se deben considerar cuatro etapas diferentes en la clasificación de los movimientos:

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

Millán (1998), afirma que se pueden complementar las clasificaciones al considerar elementos como: la tasa de movimiento, morfometría de área afectada y depósito resultante, la edad, el grado de alteración de la masa desplazada, las causas, el grado de desarrollo y el estado de actividad.

Las clasificaciones de los movimientos de la ladera suelen referirse a los tipos de materiales involucrados, distinguiendo generalmente entre materiales rocosos, derrubios y suelos, y al mecanismo y tipo de rotura, considerando también otros aspectos, como el contenido de agua del terreno y la velocidad, y magnitud del movimiento. Algunas de las clasificaciones más extendidas (Varnes, 1984; Hutchinson, 1988; Epoch, 1993; Dikau et al, 1996), con diversos criterios y fines, son de gran utilidad para abordar el estudio de los movimientos de laderas y el conocimiento del comportamiento de los materiales que sufren estos procesos (Tabla 1). También han sido establecidas clasificaciones específicas para algunos materiales, como las arcillas, o para algunos tipos de movimientos, como los flujos.

#### **a. Caído.**

En los caídos una masa de cualquier tamaño se desprende de un talud de pendiente fuerte, a lo largo de una superficie, en la cual ocurre ningún o muy poco desplazamiento de corte y desciende principalmente, a través del aire por caída libre, a saltos o rodando.

El movimiento es muy rápido a extremadamente rápido y puede o no, ser precedido de movimientos menores que conduzcan a la separación progresiva o inclinación del bloque o masa de material.

TIPOS DE MOVIMIENTO			TIPO DE MATERIAL		
			ROCA	SUELOS INGENIERILES	
				Predominantemente granular	Predominantemente fino
CAIDAS			Caída de roca	Caída de detrito	Caída de tierra
VOLCAMIENTOS			Volcamiento de roca	Volcamiento de detrito	Volcamiento de tierra
DESLIZAMIENTOS	ROTACIONAL	POCAS UNIDADES	Deslizamiento rotacional en roca	Deslizamiento rotacional de detritos	Deslizamiento rotacional de tierra
	TRASLACIÓN	MUCHAS UNIDADES	Deslizamiento de bloques de roca Deslizamiento de roca	Deslizamiento de bloques de detritos Deslizamiento de detritos	Deslizamiento de bloques de tierra Deslizamiento de tierra
DESPLAZAMIENTOS LATERALES (Lateral spreacs)			Desplazamientos en roca	Desplazamientos de detritos	Desplazamientos de tierra
FLUJOS			Flujo de rocas	Flujo de detritos	Flujo de tierra
COMPLEJOS			Combinación de 2 o mas de los principales tipos de movimiento.		

Tabla 1. Clasificación de los tipos de movimiento (Varnes, 1984).

La observación muestra que 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 generalmente, los materiales rebotan y en los taludes de menos de 45 grados los materiales tienden a rodar (Ver Figura 6).



Figura 6. Caída libre y rodado en taludes.

Los “caídos de roca” corresponden a bloques de roca relativamente sana, 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 (Ver Figura 7).

Vargas (1999) en su adaptación de Varnes (1978), divide las caídas en tres categorías:

- 1) **Caídas:** movimientos intermitentes en caída libre, asociadas a escarpes de rocas duras y fracturadas, el volumen de material es bajo y el tamaño varía de cantos a bloques.
- 2) **Desprendimientos:** disgregación de una masa litológica, ya sea de suelo o de roca fracturada, mediante un descenso súbito con fragmentación del material a lo largo de la ladera.
- 3) **Desplomes:** disgregación de una masa litológica, generalmente rocosa y de volumen considerable, que forma un depósito de material grueso en la base

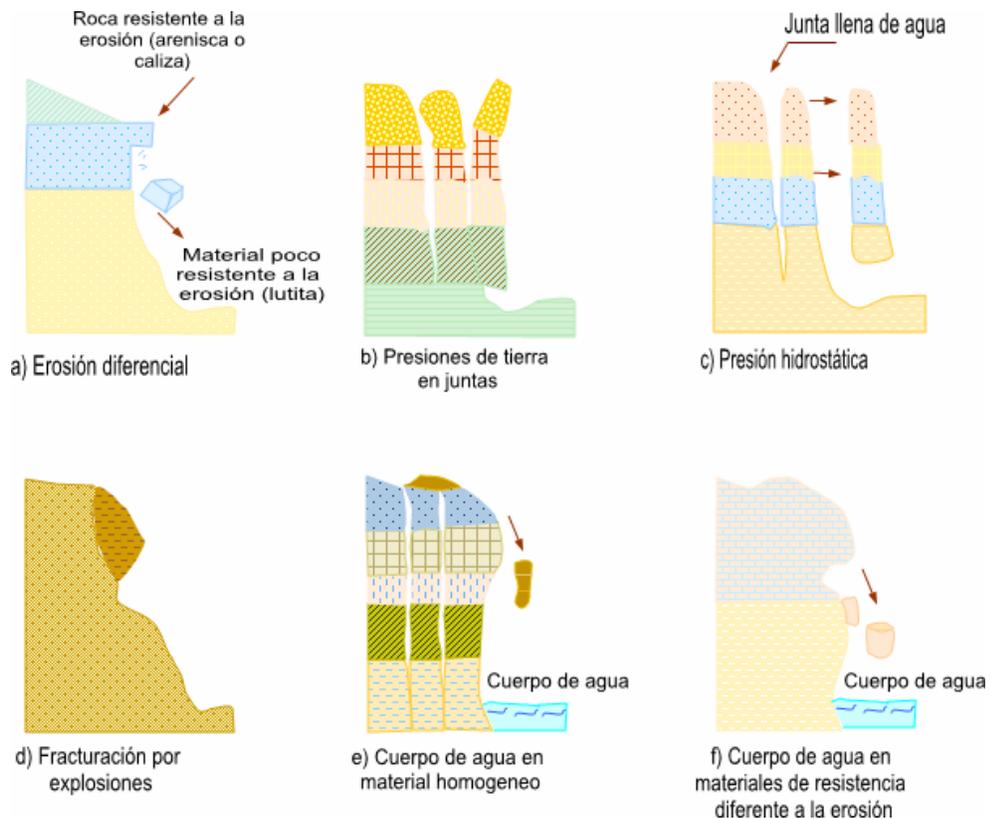


Figura 7. Algunos mecanismos de falla de caídos.

## b. Inclinación o volteo.

Este tipo de movimiento consiste en una rotación hacia adelante de una unidad o unidades de material térreo con centro de giro por debajo del centro de gravedad de la unidad y generalmente, ocurren en las formaciones rocosas. (Ver Figura 8).

Las fuerzas que lo producen son generadas por las unidades adyacentes, el agua en las grietas o juntas, expansiones y los movimientos sísmicos.

La inclinación puede abarcar zonas muy pequeñas o incluir volúmenes de varios millones de metros cúbicos.

Dependiendo de las características geométricas y de estructura geológica, la inclinación puede o no terminar en caídos o en derrumbes.

Las inclinaciones pueden variar de extremadamente lentas a extremadamente rápidas. Las características de la estructura de la formación geológica determinan la forma de ocurrencia de la inclinación.



Figura 8. Inclinación o volteo en rocas y suelo.

## c. Reptación.

La reptación consiste en movimientos muy lentos a extremadamente lentos del suelo subsuperficial sin una superficie de falla definida. Generalmente, el movimiento es de unos pocos centímetros al año y afecta a grandes áreas de terreno.

Se le atribuye a las alteraciones climáticas relacionadas con los procesos de humedecimiento y secado en suelos, usualmente, muy blandos o alterados.

La reptación puede preceder a movimientos más rápidos como los flujos o deslizamientos (Ver Figura 9).

#### d. Deslizamiento.

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



Figura 9. Ilustración del fenómeno de Reptación.

Los deslizamientos pueden ser de una sola masa que se mueve o pueden comprender varias unidades o masas semi-independientes.

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

Los deslizamientos se pueden a su vez dividir en dos subtipos denominados deslizamientos rotacionales y traslacionales o planares. Esta diferenciación es importante porque puede definir el sistema de análisis y estabilización a emplearse.

## 1) Deslizamiento Rotacional.

En un deslizamiento rotacional la superficie de falla es formada por una curva cuyo centro de giro se encuentra por encima del centro de gravedad del cuerpo del movimiento (Ver Figura 10).

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

En muchos deslizamientos rotacionales se forma una superficie cóncava en forma de “cuchara”. Generalmente, el escarpe debajo de la corona tiende a ser semivertical, lo cual facilita la ocurrencia de movimientos retrogresivos.

El movimiento aunque es curvilíneo no es necesariamente circular, lo cual es común en materiales residuales donde la resistencia al corte de los materiales aumenta con la profundidad.

En la cabeza del movimiento, el desplazamiento es aparentemente semi-vertical y tiene muy poca rotación, sin embargo se puede observar que generalmente, la superficie original del terreno gira en dirección de la corona del talud, aunque otros bloques giren en la dirección opuesta.



Figura 10. Deslizamiento bloqueando la Carretera Panamericana en Curva la Leona, de San Vicente.

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

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.

Dentro del deslizamiento comúnmente, 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.

## 2) Deslizamiento de traslación.

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. Los movimientos traslacionales tienen generalmente, una relación  $D_r/L_r$  de menos de 0.1. La diferencia importante entre los movimientos de rotación y traslación está principalmente, en la aplicabilidad o no de los diversos sistemas de estabilización.

Sin embargo, un movimiento de rotación trata de autoestabilizarse, mientras uno de traslación puede progresar indefinidamente a lo largo de la ladera hacia abajo (Ver Figura 11).



Figura 11. Deslizamiento traslacional.

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

### e. Esparcimiento lateral.

En los esparcimientos laterales el modo de movimiento dominante es la extensión lateral acomodada por fracturas de corte y tensión. El mecanismo de falla puede incluir elementos no solo de rotación y translación sino también de flujo. Generalmente, los movimientos son complejos y difíciles de caracterizar (Ver Figura 12).

La tasa de movimiento es por lo general extremadamente lenta.

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

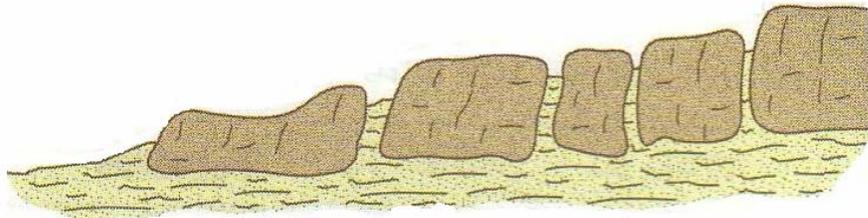


Figura 12. Esparcimiento lateral.

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

■ 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 es bien conocida.

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

## **f. Flujo.**

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

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

La ocurrencia de flujos está generalmente, relacionada con la saturación de los materiales subsuperficiales. Algunos suelos absorben agua muy fácilmente cuando son alterados, fracturados o agrietados por un deslizamiento inicial y esta saturación conduce a la formación de un flujo.

Algunos flujos pueden resultar de la alteración de suelos muy sensitivos tales como sedimentos no consolidados.

Recientemente se han realizado 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.

### **1) Flujo en roca.**

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

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

Su ocurrencia es mayor en rocas ígneas y metamórficas muy fracturadas y pueden estar precedidos por fenómenos de inclinación. Estos flujos tienden a ser ligeramente húmedos y su velocidad tiende a ser rápida a muy rápida (Ver Figura 13).

## 2) Flujo de residuos (Detritos).

Por lo general, un flujo de rocas termina en uno de residuos. Los materiales se van triturando 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 activado por las lluvias, debido a la pérdida de resistencia por la disminución de la succión al saturarse el material o por el desarrollo de fuerzas debidas al movimiento del agua subterránea (Collins y Znidarcic, 1997).



Figura 13. Flujo en roca.

Los daños causados por los flujos de detritos abarcan áreas relativamente grandes.

El flujo típico de detritos es una honda larga de materiales sólidos y líquidos entremezclados, que se mueve en forma constante a través de un canal con algunas ondas menores superimpuestas que se mueven a velocidades superiores a aquellas del flujo mismo (Ver Figura 14).

Cuando el canal es más pequeño que el flujo, se forman ondas horizontales o depósitos laterales a los lados del canal.



Figura 14. Flujo de detritos.

### 3) Flujo de suelo.

Los flujos de suelo también pueden ser secos y más lentos de acuerdo a la humedad y pendiente de la zona de ocurrencia (Ver Figura 15).



Figura 15. Flujo de suelos.

En zonas de alta montaña y desérticas ocurren flujos muy secos, por lo general pequeños pero de velocidades altas.

#### 4) Flujos de lodo.

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

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. (Ver Figura 16).

La zona de acumulación es generalmente, un área de menor pendiente en la cual el flujo pierde velocidad y forma un abanico de depositación.



Figura 16. Flujo de lodo.

## g. Avalanchas.

En las avalanchas la falla progresiva es muy rápida y el flujo desciende formando una especie de “ríos de roca y suelo” (Figura 17). Estos flujos comúnmente se relacionan con lluvias ocasionales de índices pluviométricos excepcionales muy altos, deshielo de nevados o movimientos sísmicos en zonas de alta montaña y la ausencia de vegetación, aunque es un factor influyente, no es un prerrequisito para que ocurran.

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

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



Figura 17. Avalancha de detritos.

## 7. Causas de los movimientos de ladera.

Los factores que controlan los movimientos de las ladera son aquellos capaces de modificar las fuerzas internas y externas que actúan sobre el terreno. En la Tabla 2 se indican sus efectos sobre el comportamiento y las propiedades de los materiales; los factores condicionantes(o “pasivos”), dependen de la propia naturaleza, estructura y forma del terreno, mientras que los desencadenantes(o “activos”) pueden ser considerados como factores externos que provocan o desencadenan las inestabilidades y son responsables, por lo general, de la magnitud y velocidad de los movimientos.

A efectos de su incidencia en el comportamiento geomecánico de los suelos y las rocas, los factores o agentes que controlan los movimientos de laderas pueden agruparse en aquellos que contribuyen a reducir la resistencia al corte y aquellos que incrementan los esfuerzos de corte. En la Tabla 3 se presenta una relación de dichos factores.

En la mayoría de casos son varias las causas que contribuyen al movimiento de una ladera; aunque con frecuencia se atribuye a la acción de algún factor desencadenante (lluvias, terremotos, etc.), las inestabilidades no se hubiesen producido de no existir una serie de condiciones predeterminadas que favorecen el fenómeno.

Dentro de los factores condicionantes, las propiedades físicas y resistentes de los materiales (directamente relacionadas con la litología) y las características morfológicas y geométricas de la ladera son fundamentales para la predisposición de la inestabilidad; otros factores importantes son la estructura geológica y discontinuidades, las condiciones hidrogeológicas y los estados tenso-deformaciones.

Se incluye a continuación algunos aspectos sobre los factores condicionantes:

El relieve juega un papel definitivo, ya que es necesaria cierta pendiente para que se produzcan los movimientos gravitacionales. Las regiones montañosas son las más propensas a los movimientos de la ladera. No obstante, en ocasiones, y dependiendo de otros factores, es suficiente una pendiente muy baja, de algunos grados, para que tengan lugar determinados tipos de inestabilidades, como los flujos de barro o tierra.

La estructura geológica, estratigrafía y litología, determinan la potencialidad de movimientos en los diferentes tipos de materiales rocosos y suelos, y la existencia de planos de

discontinuidad que pueden actuar como superficies de rotura. Aspectos como la composición, resistencia, deformabilidad, grado de alteración y facturación, porosidad y permeabilidad determinan la posibilidad del terreno de sufrir roturas y desplazamientos bajo la actuación de determinados factores desencadenantes. En los macizos rocosos fracturados, con zonas de alteración, etc., estas condiciones son predominantes sobre la litología.

El comportamiento hidrogeológico de los materiales esta asociado a sus características litológicas y estructurales y el grado de alteración y meteorización, aspectos en íntima relación con las condiciones climáticas de una zona determinada. En regiones lluviosas es frecuente la presencia de importantes espesores de materiales alterados y meteorizados sobre los sustratos rocosos, y de niveles freáticos elevados que influyen decisivamente en las condiciones de estabilidad. El agua juega un doble papel negativo en la resistencia de los materiales:

Factores		Influencias y efectos
Condicionantes	Relieve (pendientes, geometría)	Distribución del peso del terreno
	Litología (composición, textura)	Densidad, resistencia
		Comportamiento hidrogeológico
	Estructura geológica y estado tensional	Resistencia, deformabilidad
		Comportamiento discontinuo y anisótropo
		Zonas de debilidad
	Propiedades geomecánicas de los materiales	Comportamiento hidrogeológico Generación de presiones intersticiales
Deforestación	Modificaciones en el balance hídrico	
	Erosión	
Meteorización	externa e interna, generación de zonas de debilidad	
Desencadenantes	Precipitaciones y aportes de agua	Variación de las presiones intersticiales y del peso del terreno.
	Cambio en las condiciones hidrológicas	Saturación en suelos
		Erosión
	Aplicación de cargas estáticas y dinámicas	Cambio en la distribución del peso de los materiales y en el estado tensional de la ladera
Incremento de presiones intersticiales		

Tabla 2. Influencia de los diferentes factores en las condiciones de los materiales y de las laderas.

- Reduce la resistencia al corte por la generación de presiones intersticiales y por la reducción de los parámetros resistentes en determinados tipos de suelos.
- Aumenta los esfuerzos de corte por el incremento del peso del terreno por la generación de fuerzas desestabilizadoras en grietas y discontinuidades.

Las propiedades resistentes o geomecánicas controlan la resistencia al corte de los materiales y su rotura. Los suelos, por su carácter homogéneo e isótropo, presentan menor complejidad en su caracterización, mientras que los macizos rocosos, que pueden tener muy diferente grado de facturación, serán las propiedades de la matriz, de las discontinuidades o del macizo rocoso en su conjunto, las que determinen la resistencia y el comportamiento.

Con respecto a los factores desencadenantes los más importantes son las precipitaciones, los cambios en las condiciones hidrogeológicas de las laderas, la modificación de la geometría, la erosión y los terremotos; algunos de ellos, como los cambios de las condiciones de agua y de geometría, frecuentemente son consecuencia de acciones antrópicas.

## 8. Precipitaciones y Condiciones Climáticas.

El desencadenamiento de los movimientos de ladera por causas meteorológicas y climáticas están relacionados fundamentalmente con el volumen, intensidad y distribución de las precipitaciones y con el régimen climático. En consecuencia, debe considerarse la respuesta del terreno a precipitaciones intensas durante horas (tormentas) o días, y la respuesta estacional (épocas secas y lluviosas a lo largo del año) o plurianual (ciclos húmedos y de sequía).

El agua en el terreno da lugar a presiones que alteran los estados tensionales, por presiones intersticiales y aumento del peso, a procesos de erosión interna y externa y a cambios mineralógicos, aspectos todos ellos modifican las propiedades y la resistencia a de los materiales, sobre todo en los suelos.

La infiltración del agua de lluvia produce flujos superficiales y subterráneos en las laderas, el aumento del contenido en agua de la zona no saturada y la elevación del nivel freático, recargando la zona saturada. La cantidad de agua que se infiltra en el terreno depende de la intensidad y duración de las lluvias, tamaño de la cuenca de aporte, contenido previo del agua en el terreno (posición del nivel freático y grado de saturación), de su permeabilidad y transmisividad y de la topografía y otras características de la ladera, como la presencia de

vegetación. Dependiendo de estos factores, se generan estados de desequilibrio que pueden dar lugar a la inestabilidad de las laderas.

Reducción de la resistencia al corte	Aumento de los esfuerzos de corte.
Condiciones iniciales:	Actuación de esfuerzos transitorios:
Composición, textura y estructura	Movimientos sísmicos
Fracturas y fallas	Vibraciones por voladuras, maquinaria y tráfico
Planos de estratificación y de filiación	Deslizamientos cercanos
Zonas de brechas	
Rocas masivas sobre materiales plásticos	Perdida de confinamiento lateral y en la base de las laderas:
Alteración de materiales con diferente permeabilidad	Erosión del pie de las laderas por ríos, arroyos, olas, etc.
	Lluvias
	Erosión interna o subterránea
Cambios en los materiales por meteorización y reacciones físico-químicas:	Disolución y lavado del material
Desintegración física de las rocas	Labores mineras
Hidratación de materiales arcillosos	Presencia de materiales plásticos infrayacentes
Deseccación de arcillas y de rocas arcillosas	Cambios en la morfología:
Disolución y lavado de materiales	Deslizamientos
Plastificación de arcillas	Grandes fallas
Cambios en las fuerzas intergranulares debidas al agua y presiones de agua en poros y fracturas:	Sobrecargas naturales:
Precipitaciones	Peso de la lluvia, nieve y agua de acuíferos
Deshielo	Acumulación de derrubios, coluviones o masas deslizadas
Lagos y embalses	Vegetación
Riego	
Deforestación	Sobrecargas Antrópicas:
	Rellenos, escombreras y acopio de materiales
	Edificios y otras estructuras
	Cultivos y riego de laderas
Cambios en la estructura:	
Por figuración en pizarras y arcillas sobreconsolidadas	Otras acciones Antrópicas:
Por relajación de tensiones en laderas rocosas en valles o excavaciones	Excavaciones
Por remolden de suelos finos (arenas) y arcillas sensitivas	Retirada de elementos de contención
Debilitamiento de la resistencia debida a procesos de creep	Construcción de embases y lagos
	Presentación lateral:
	Agua en grietas y cavidades
	Hielo en grietas
Acción de las raíces de los árboles y arbustos	Presencia de materiales expansivos
	Movilización de esfuerzos residuales.
Excavación de madrigueras de animales	Procesos volcánicos

Tabla 3. Factores influyentes en el comportamiento geomecánico de los materiales de las laderas.

## 9. Procesos Erosivos.

La erosión o socavación del pie de las laderas, escapes y acantilados, por erosión fluvial, litoral u otra causa, da lugar a la pérdida de resistencia en esta zona y a la modificación del estado tensional, lo que unido a falta de apoyo del material suprayacente puede provocar la inestabilidad y la generación de deslizamientos o desprendimientos.

## 10. Terremotos.

Los terremotos pueden provocar movimientos de diversos tipos en las laderas, dependiendo de las características de los materiales, de la magnitud y de la distancia al epicentro. Desprendimiento de bloques, deslizamientos, flujos y avalanchas rocosas pueden ocurrir durante las sacudidas sísmicas. Antiguos deslizamientos en condiciones cercanas al equilibrio límite pueden también ser reaccionados por las fuerzas sísmicas. Además en materia de finos y sueltos, como arenas y limos, pueden producir procesos de licuefacción, afectando también a deslizamientos antiguos con materiales sueltos, saturados y sin cohesión.

## 11. Acciones Antrópicas.

Las actuaciones humanas ocupan un lugar importante dentro de los factores que modifican las condiciones y fuerzas que actúan sobre las laderas. Las excavaciones, la construcción de presas y embalses, las sobrecargas de edificios, estructuras, terraplenes, rellenos o escombreras sobre las laderas y las voladuras en zonas cercanas, entre otras, modifican los estados tensodeformacionales del terreno y sus propiedades geotécnicas, generando inestabilidades.

Las principales causas de desestabilización son los cambios de geometría y pendiente, los cambios en las condiciones hidrogeológicas y las fuerzas estáticas externas.

Las excavaciones superficiales para vías de comunicación y transporte, minería u otras obras, varían los perfiles de equilibrio de las laderas y pueden desencadenar movimientos de laderas, dependiendo de otros factores condicionantes, como la estructura geológica, la resistencia y contenido de agua del terreno. En laderas con inestabilidad naturales antiguas o activas, o en condiciones cercanas al equilibrio límite, la excavación de taludes frecuentemente

provoca la reactivación o aceleración de los movimientos. Las excavaciones mas desfavorables son las realizadas al pie de las laderas (por soportar estas zonas las mayores tensiones), situación frecuente en la construcción de vías de comunicación por valles o zonas bajas de las laderas.

Las excavaciones influyen igualmente en la alteración del sistema de drenaje superficial y en la modificación del comportamiento hidrogeológico de la ladera, al variar los niveles freáticos y los flujos, o dar lugar a la acumulación de agua en determinadas zonas.

## 12. Caracterización del movimiento.

Adicionalmente al tipo de movimiento es importante definir las características que posee en cuanto a secuencia, estado de actividad, estilo, velocidad, humedad, y material.

### a. Tipo de material.

Los términos siguientes han sido adoptados como descripción de los materiales que componen un determinado movimiento del talud.

1) **Roca:** se denomina "Roca" a la roca dura y firme que estaba intacta en su lugar antes de la iniciación del movimiento.

2) **Residuos:** se denomina con el nombre de 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 como Residuos.

Por lo general, deben existir partículas mucho mayores de 2 milímetros para que pueda considerarse de este modo.

3) **Tierra:** se denomina tierra, al material de un deslizamiento que contiene más del 80% de las partículas menores de 2 milímetros. Se incluyen los materiales desde arenas a arcillas muy plásticas.

### b. Humedad.

Se proponen cuatro términos para definir las condiciones de humedad así:

1) **Seco:** No contiene humedad "visible".

2) **Húmedo:** Contiene algo de agua pero no posee agua (corriente) libre y puede comportarse como un sólido plástico pero no como un líquido.

3) **Mojado:** Contiene suficiente agua para comportarse en parte como un líquido y posee cantidades visibles de agua que pueden salir del material.

4) **Muy mojado:** Contiene agua suficiente para fluir como líquido, aún en pendientes bajas.

### c. Secuencia de repetición.

La secuencia se refiere a movimientos que inician en un área local y progresan o se repiten en una determinada dirección. Varnes (1978) recomienda utilizar la siguiente terminología:

1) **Progresivo:** La superficie de falla se extiende en la misma dirección del movimiento.

2) **Retrogresivo:** La superficie de falla se extiende en dirección opuesta al movimiento

3) **Ampliándose:** La superficie de falla se extiende hacia una u otra de las márgenes laterales.

4) **Alargándose:** La superficie de falla se alarga agregando continuamente volumen de material desplazado. La superficie de falla puede alargarse en una o más direcciones. El término alargándose puede utilizarse indistintamente con el término progresivo.

5) **Confinado:** Se refiere a movimientos que tienen un escarpe visible pero no tienen superficie de falla visible en el pie de la masa desplazada.

6) **Disminuyendo:** El volumen de material siendo desplazado, disminuye con el tiempo.

### d. Velocidad del movimiento.

En la Tabla 4 se indica la escala de velocidades de movimientos propuestas por el Transportation Research Board de los Estados Unidos, la cual se puede considerar como escala única de tasa de movimiento. En algunos casos, ocurren velocidades diferentes de los diversos modos de movimiento y se requiere definir cada uno de ellos.

La velocidad del movimiento tiene gran influencia sobre el poder destructivo de un deslizamiento. Generalmente, los deslizamientos extremadamente rápidos corresponden a

catástrofes de gran violencia, ocasionalmente con muchos muertos y cuyo escape es poco probable.

Por otro lado los movimientos extremadamente lentos son imperceptibles sin instrumentos y representan, en general un riesgo muy bajo de pérdida de vidas humanas.

CLASE	DESCRIPCIÓN	VELOCIDAD (MM/SEG)	DESPLAZAMIENTO	PODER DESTRUCTOR
7	Extremadamente rápido	5 x 10 <sup>3</sup>	5 m/seg	Catástrofe de violencia mayor; edificios destruidos por el impacto o el material desplazado, muchas muertes; escape improbable.
6	Muy rápida	5 x 10 <sup>1</sup>	3 m/min	Alguna pérdida de vidas; velocidad demasiado alta para permitir a todas las personas escapar.
5	Rápida	5 x 10 <sup>-1</sup>	1.8 m/hora	Escape posible; estructuras, propiedades y equipos destruidos.
4	Moderada	5 x 10 <sup>-3</sup>	13 m/mes	Algunas estructuras temporales y poco sensitivas pueden mantenerse temporalmente.
3	Lenta	5 x 10 <sup>-5</sup>	1.6 m/año	Construcciones remediales pueden llevarse a cabo durante el movimiento. Algunas estructuras insensitivas pueden mantenerse con mantenimiento frecuente.
2	Muy lenta	5 x 10 <sup>-7</sup>	16 mm/año	Algunas estructuras permanentes no son dañadas por el movimiento.
1	Extremadamente lenta			Imperceptibles sin instrumentos; construcción posible pero deben tenerse precauciones.

Tabla 4. Velocidad de los movimientos (Adaptado de Cruden, Varnes - 1996)

#### e. Estilo.

Varnes estableció una nomenclatura de actividad de deslizamiento cuando aparecen conjuntamente diferentes tipos de movimiento:

1) **Complejo:** Un deslizamiento complejo es aquel que tiene al menos dos tipos de movimiento, por ejemplo, inclinación y deslizamiento.

2) **Compuesto:** El término compuesto corresponde al caso en el cual ocurren simultáneamente varios tipos de movimiento en diferentes áreas de la masa desplazada.

3) **Múltiple:** Se denomina como múltiple un deslizamiento que muestra movimientos repetidos del mismo tipo (Figura 18) generalmente, ampliando la superficie de falla.

Un movimiento sucesivo corresponde a movimientos repetidos pero que no comparten la misma superficie de falla.

4) **Sencillo:** Corresponde a un solo tipo de movimiento.

#### f. Estado de actividad.

1) **Activo:** Deslizamiento que se está moviendo en los actuales momentos.

2) **Reactivado:** Movimiento que está nuevamente activo, después de haber estado inactivo. Por ejemplo, deslizamientos reactivados sobre antiguas superficies de falla.

3) **Suspendido:** Deslizamientos que han estado activos durante los últimos ciclos estacionales pero que no se está moviendo en la actualidad.

4) **Inactivo:** Deslizamientos que llevan varios ciclos estacionales sin actividad.

5) **Estabilizado:** Movimiento suspendido por obras remediales artificiales.



Figura 18. Deslizamientos rotacionales simples y múltiples.

## **C. Ensayos de campo y laboratorio.**

### **1. Ensayos de campo.**

#### **a. Introducción.**

Una investigación detallada siempre tiene enorme amplitud, pero se realiza con mayor profundidad, tendiendo a la comprensión de los fenómenos que influyen en la estabilidad de los taludes.

A través de una serie de técnicas de investigación y ensayo intenta definir con precisión los distintos parámetros que rigen el comportamiento de las rocas y suelos.

La gran cantidad de información geológica-geotécnica relativa a la investigación y análisis de la estabilidad de taludes pone de manifiesto la necesidad de recopilación de datos y su mecanización. Actualmente el almacenamiento de los datos requiere el uso de sistemas informáticos.

#### **b. Obtención de muestras de suelo.**

Para determinar las propiedades de un suelo en laboratorio es preciso contar con muestras representativas de dicho suelo. Un muestreo adecuado y representativo es de primordial importancia, pues tiene el mismo valor que el de los ensayos en si. A menos que la muestra obtenida sea verdaderamente representativa de los materiales que se pretende usar, cualquier análisis de la muestra solo será aplicable a la propia muestra y no al material del cual procede, de ahí la imperiosa necesidad de que el muestreo sea efectuado por personal conocedor de su trabajo. Las muestras pueden ser de dos tipos: alteradas o inalteradas. Se dice que una muestra es alterada cuando no guarda las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno de donde procede, e inalterada en caso contrario.

#### **1) Calicatas y pozos.**

Las calicatas, zanjas, pozos, etc., consisten en excavaciones que se realizan de forma manual, mediante maquinaria de excavación o empleando grandes barrenas (Ver Figura 19).

Permite la observación directa del terreno a cierta profundidad, así como la toma de muestras y la realización de ensayos in situ. Sus dimensiones dependen de la amplitud de la información deseada, limitándose su profundidad por factores de seguridad u operación de la maquinaria empleada.

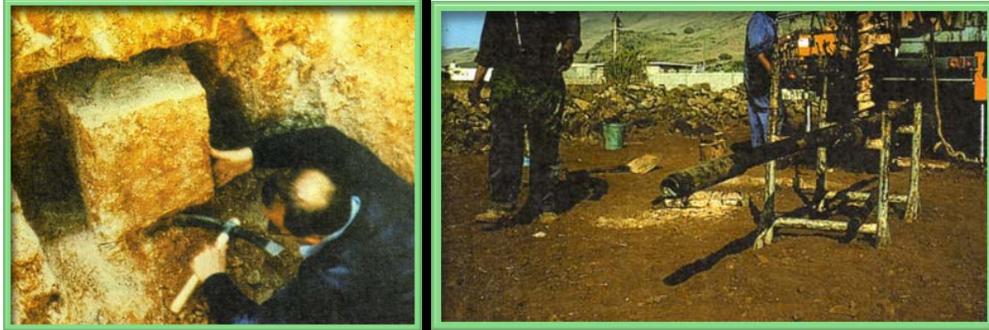


Figura 19. Muestra en bloque.

La excavación a cielo abierto rinde siempre una información correcta hasta donde el llega, pues permite la inspección visual de los estratos del suelo. Sin embargo, la mayoría de las investigaciones de suelo requieren estudios del terreno a profundidades mayores que las que pueden ser alcanzadas satisfactoriamente.

Es necesario registrar la ubicación y elevación de cada pozo, los que son numerados según la ubicación. La sección mínima recomendada es de 0,80 m por 1,00 m, a fin de permitir una adecuada inspección de las paredes. En cada calicata se deberá realizar una descripción visual o registro de estratigrafía comprometida.

Si bien es cierto aunque permite la observación de las variaciones litológicas, estructura, discontinuidades y la toma de muestras de gran tamaño cuenta con las siguientes limitaciones: La profundidad no suele exceder los 4 m, la presencia de agua limita su utilidad, etc.

## 2) Sondeos mecánicos y penetraciones

Constituyen dos de los métodos mas ampliamente utilizados

### a) Sondeos mecánicos.

Este método de exploración debe usarse en aquellos casos en que el reconocimiento del perfil estratigráfico necesario que se deberá estudiar, no pueda ser realizado mediante calicatas,

ya sea porque se requiere reconocer el perfil en una profundidad importante, o bien por presencia de agua.

Los suelos finos, exentos de gravas, pueden ser bien estudiados mediante sondajes. La información que puede obtenerse de sondajes efectuados en suelos con gravas es generalmente incompleta y deficiente, pero en determinados casos resulta ser la única posible de realizar.

Se realizan mediante sondas montadas sobre vehículos o de forma autónoma. Generalmente los sondeos se dividen en dos grupos: percusión y rotación, según el procedimiento utilizado en la perforación.

Los sondeos permiten el conocimiento del terreno a lo largo de su profundidad –caso de testificación continua-, la posibilidad de tomar muestras a diferentes profundidades para determinar sus características en ensayos posteriores e incluso realizar otro tipo de ensayos en el interior de la perforación.

La toma de muestra en el interior del sondeo puede realizarse en roca o en material tipo suelo. Cuando se toman muestras de roca deben tratarse con parafina para que conserven íntegras las propiedades de su estado natural o al menos no difieren cualitativamente en sus propiedades.

Si el material es de tipo suelo se emplean aparatos adecuados a las características del mismo, introduciéndolos en el interior del sondeo. Se denominan tomamuestras y existen diversos tipos. Normalmente se emplean tubos tomamuestras, que permiten la obtención de muestras inalteradas del suelo. Estas no tienen carácter inalterado en sentido estricto, ya que el procedimiento de obtención modifica sustancialmente las propiedades intrínsecas del suelo.

## **b) Penetrómetros.**

**1) Generalidades.** Son aparatos de introducir una puntaza en el terreno mediante golpeo o por empuje. Su objeto es medir la resistencia a la penetración a lo largo de una profundidad deseada. Según la forma de introducirlos en el terreno se dividen en dinámicos y estáticos.

Existen diversos tipos de penetrómetros de los que se describen los utilizados más frecuentemente.

El método de exploración del subsuelo con penetrómetro dinámico abierto de uso más extendido es el Ensayo de Penetración Estándar (SPT, del inglés, Standard Penetration Test) nació en el año 1927 en América de Norte y se puede decir que es el decano de los ensayos in situ tal cual hoy son concebidos. Fue desarrollado por un sondista de la Raymond Concrete Pile Co., quien propuso a Terzagui contabilizar el número de golpes necesarios para hincar 1 pie ( $\approx 30$  cm.) el tomamuestras (Ver Figura 20) que solía utilizar para obtener muestras en terrenos sin cohesión (arenas).

Después de acumular un gran numero de ensayos, Terzagui y Peck (1948) publicaron los resultados en su clásico libro *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Practica*.

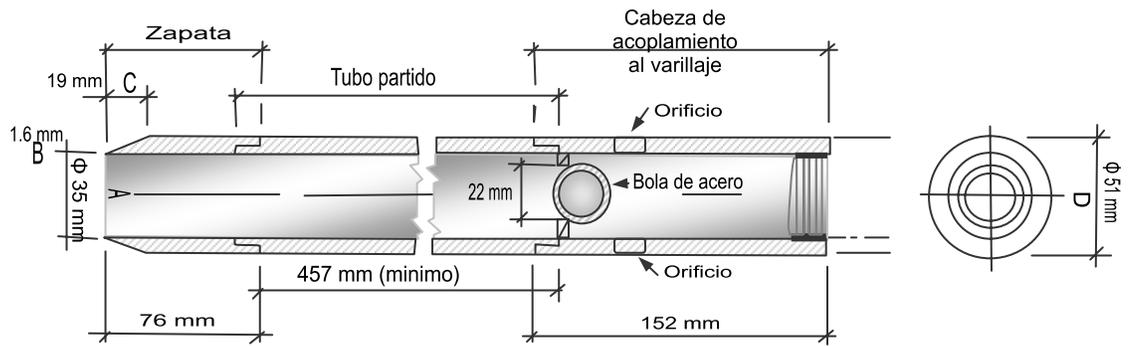


Figura 20. Tomamuestras o cuchara SPT. ASTM D 1586/84.

## 2) Factores que afectan el resultado.

Los principales factores intrínsecos del sistema que afectan el valor  $N_{SPT}$  se describen a continuación:

**Preparación del sondeo:** la cuidadosa preparación del sondeo es fundamental para garantizar la representatividad del ensayo.

El fondo del taladro debe estar limpio de desprendimientos de zonas superiores. El sondeo debe realizarse de forma tal que sus paredes se mantengan estables para lo cual en

muchas ocasiones es necesario entubarlo utilizando tubería de revestimiento o agregando lodos bentoníticos al fluido de perforación. La tubería de revestimiento debe mantenerse siempre por encima del nivel de inicio del ensayo.

Al trabajar por debajo del nivel freático, debe mantenerse una columna de agua dentro de la tubería de revestimiento a fin de evitar sifonamientos ya que de lo contrario, el ensayo no se realizaría en el suelo en su estado natural.

**■ Longitud del varillaje y diámetro del sondeo:** la longitud del varillaje incide en el hecho de que el peso del elemento percutido aumenta con la profundidad al añadir varillaje suplementario.

La relación Masa percutiente/ Masa percutida disminuye con la profundidad de ensayo, lo que en un suelo homogéneo debería traducirse en un aumento de parámetro  $N_{SPT}$ . La relación de masas es, no obstante, una fuente de error poco importante (Cassan, 1982). Se puede evitar este efecto utilizando una corredera de golpeo dispuesta justo por encima del tomamuestras (en el fondo del taladro), dispositivo raramente utilizado en la práctica cotidiana.

Uto y Fujuki (1981) recomiendan la siguiente corrección de los valores  $N_{SPT}$  cuando se ensaya a más de 20 metros de profundidad:

$$N = N' - (1,06 - 0,003 \cdot l) \quad \text{(Ecuación 1)}$$

Donde  $N'$  es el valor obtenido de  $N_{SPT}$  y " $l$ " la longitud del varillaje en metros.

Skempton (1986, Tabla 5 y 6) propone factores de corrección al valor  $N_{SPT}$  medido de acuerdo a la profundidad del ensayo y diámetro del sondeo:

Estas correcciones se refieren principalmente a suelos granulares. En suelos cohesivos la influencia del diámetro del sondeo es despreciable.

LONGITUD DEL VARILLAJE	FACTOR DE CORRECCIÓN
>10 m	1,00
6 a 10 m	0,95
4 a 6 m	0,85
3 a 4 m	0,75

Tabla 5. Corrección de N por la longitud del varillaje.

DIÁMETRO DEL SONDEO	FACTOR DE CORRECCIÓN
65-115 mm	1,00
150 mm	1,05
200 mm	1,15

Tabla 6. Corrección de N por el diámetro del sondeo.

### 3) Correcciones de $N_{SPT}$ .

Existen otros factores, independientes del propio sistema, que influyen en el valor de  $N_{SPT}$  que serán tratados a continuación:

#### **Parámetros geotécnicos: terrenos granulares.**

Existen numerosas correlaciones empíricas con diversos parámetros geotécnicos. Debe entenderse claramente que estas relaciones son aproximadas y su uso resulta tanto más adecuado cuanto mayor sea la experiencia de quien las utiliza.

$\frac{2,0}{(1,0 + \sigma_{vo})}$	<b>ARENAS FINAS Y MEDIAS, SUELTAS</b>
$\frac{3,0}{(2,0 + \sigma_{vo})}$	<b>Arenas gruesas, densas</b>
$\frac{1,7}{(0,7 + \sigma_{vo})}$	<b>Arenas finas sobreconsolidadas</b>

Tabla 7. Expresiones de CN según el tipo de suelo.

### 4) Angulo de rozamiento interno y DR%.

Los datos que se obtienen del ensayo SPT permiten estimar el ángulo de rozamiento interno  $\Phi$  de los materiales granulares, bien indirectamente deducido de los valores estimados de la DR. Bien directamente a partir del valor  $N_{SPT}$  (tendencia actual). Algunas de estas relaciones se indican a continuación.

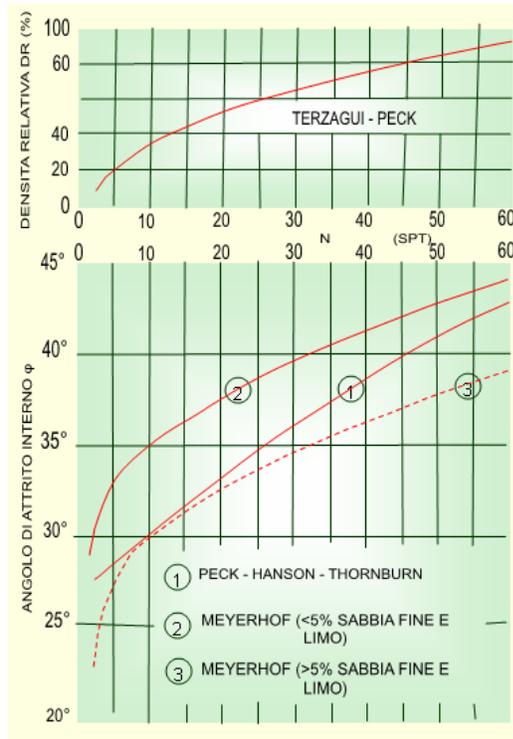


Figura 21. Estimación de Meyerhof (1956) y Peck et al. (1974). Grafica de Terzagui, 1981.

En la Figura 21 se presentan conjuntamente los ábacos empíricos propuestos por Meyerhof (1956) y Peck et al. (1974).

Las expresiones de Meyerhof se indican en la Tabla 8:

> 5% ARENA FINA Y LIMO	$\phi = 25 + 0,15 \text{ DR}\%$
< 5% arena fina y limo	$\phi = 30 + 0,15 \text{ DR}\%$

Tabla 8. DR y  $\phi$  (Meyerhof, 1956).

Burmister (1948) propuso correlaciones entre DR y  $\phi'$  en función de la granulometría del suelo.

Las expresiones de este autor se presentan en la Tabla 6.

GRAVILLA UNIFORME	$\phi' = 38,0 + 0,08 \text{ DR}$
Arena gruesa	$\phi' = 34,5 + 0,100 \text{ DR}$
Arena media	$\phi' = 31,5 + 0,115 \text{ DR}$
Arena fina	$\phi' = 28,0 + 0,140 \text{ DR}$

Tabla 9. Relaciones entre DR y  $\phi'$  según Burmister (1948).

Mediante métodos estadísticos Giuliani y Nicoll propusieron (1982):

$$\operatorname{tg}(\phi) = 0,575 + 0,361DR^{0,866} \quad (\text{Ecuación 2})$$

### 5) $N_{\text{SPT}}$ y Angulo de Rozamiento.

Las correlaciones directas entre el valor  $N_{\text{SPT}}$  y el ángulo de rozamiento evitan las aproximaciones de una doble correlación y por eso numerosos autores las han preferido.

Existen otras numerosísimas propuestas para estimar  $\Phi$ . Las dispersiones entre las distintas propuestas pueden ser notables. De entre ellas mencionaremos la de Muromachi (1974):

$$\phi = 20 + 3,5 * \sqrt{N} \quad (\text{Ecuación 3})$$

En la Figura 22 se presenta la correlación de  $\Phi'$  de De Mello (1971). Para valores bajos de  $\sigma_{vo}$  (<10kPa),  $\Phi'$  resulta sobrevalorado; también para valores de  $\Phi' > 38^\circ$  (Cestari, 1990).

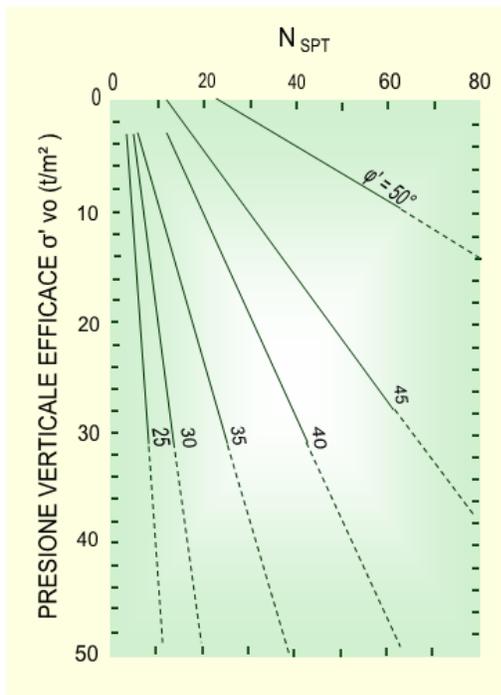


Figura 22. Estimación de  $\Phi'$  en función de  $N_{\text{SPT}}$  y tensión efectiva vertical (De Mello, 1971).

## 2. Ensayos de laboratorio.

El conocimiento de las principales características físicas de los suelos es fundamental importancia en el estudio de los suelos, pues mediante su atinada interpretación se puede predecir el futuro comportamiento de un terreno bajo cargas cuando dicho terreno presente diferentes contenidos de humedad. Estas características se explican a continuación:

### a. Gravedad específica.

El peso específico relativo o gravedad específica de un suelo se toma como el valor promedio para los granos del suelo. Este valor es necesario para calcular la relación de vacíos de un suelo y es útil para predecir el peso unitario de un suelo. Generalmente este valor se utiliza para clasificar los minerales del suelo.

$$G_t = \frac{\rho_s}{\rho_G} = \frac{M_H}{(M_D - [M_I - M_H])} \quad (\text{Ecuación 4})$$

Donde:

$G_t$  = Gravedad específica de los sólidos del suelo a temperatura de ensayo.

$\rho_s$  = Densidad de los sólidos del suelo  $\text{Mg/m}^3$  o  $\text{g/cm}^3$ .

$\rho_G$  = Densidad del agua a temperatura de ensayo (t),  $\text{g/ml}$  o  $\text{g/cm}^3$

$M_H$  = Masa de sólidos del suelo secado al horno, g.

$M_I$  = Masa del picnómetro, agua y sólidos del suelo a temperatura de ensayo (t). g.

$M_D$  = Masa del picnómetro mas agua a temperatura de ensayo, (t).

Se puede obtener la gravedad específica de los sólidos del suelo a  $20^\circ \text{C}$  como sigue:

$$G_{20^\circ \text{C}} = k * G_t \quad (\text{Ecuación 5})$$

Para determinar el peso específico relativo de un suelo, se establece un procedimiento para suelos que se componen de partículas menores de 5 mm y para partículas mayores a 5 mm.

Para la clasificación anterior, se procede a separar mediante el tamiz # 4 y se ensayan por separado con el método correspondiente. El resultado será el promedio ponderado de ambas muestras.

Si el suelo esta constituido por partículas mayores que 5 mm., se debe determinar el peso específico de las partículas gruesas.

## **b. Granulometría.**

El suelo está constituido por partículas de diferente tamaño, para conocer la proporción de cada material que tiene un suelo se realizan análisis granulométricos. El análisis granulométrico se refiere a la determinación de la cantidad en por ciento de los diversos tamaños de las partículas que constituyen el suelo. Para agrupar a los constituyentes del suelo según su tamaño se han establecido muchas clasificaciones. Básicamente todas aceptan los términos de grava, arena, limo y arcilla, pero difieren en los valores de los límites establecidos para definir cada clase.

La distribución de las partículas con tamaño superior a 0.075 se determina mediante tamizado, con una serie de mallas normalizadas.

Para partículas menores que 0.075 mm, su tamaño se determina observando la velocidad de sedimentación de las partículas en una suspensión de densidad y viscosidad conocidas. El tamaño de partícula del agregado se determina por medio de tamices de malla de alambre aberturas cuadradas.

Los números de tamaño (tamaños de granulometría), para el agregado grueso se aplican a las cantidades de agregado (en peso), en porcentajes que pasan a través de un arreglo de mallas.

Conocida la composición granulométrica del material, se le presenta gráficamente para formar la llamada curva granulométrica del mismo (Ver Figura 23).

Las características granulométricas de un suelo pueden expresarse por un término numérico indicativo de algún tamaño de grano característico y del grado de uniformidad, o bien por medio de nombres o símbolos que indiquen la fracción de suelo predominante.

El método más conocido es el de Allen Hazen, quien descubrió que la permeabilidad de las arenas sueltas para filtros dependía de dos cantidades que llamo *diámetro efectivo* y *coeficiente de uniformidad*.

El diámetro efectivo,  $D_{10}$ , es el tamaño de partículas que corresponde a  $P= 10\%$  en la curva granulométrica, de modo que el 10% de las partículas son mas finas que  $D_{10}$  y el 90% mas gruesas. El coeficiente de uniformidad  $C_u$  es igual a  $D_{60}/D_{10}$  en que  $D_{60}$  es el diámetro en milímetros para el cual el 60% de las partículas son menores que ese diámetro.

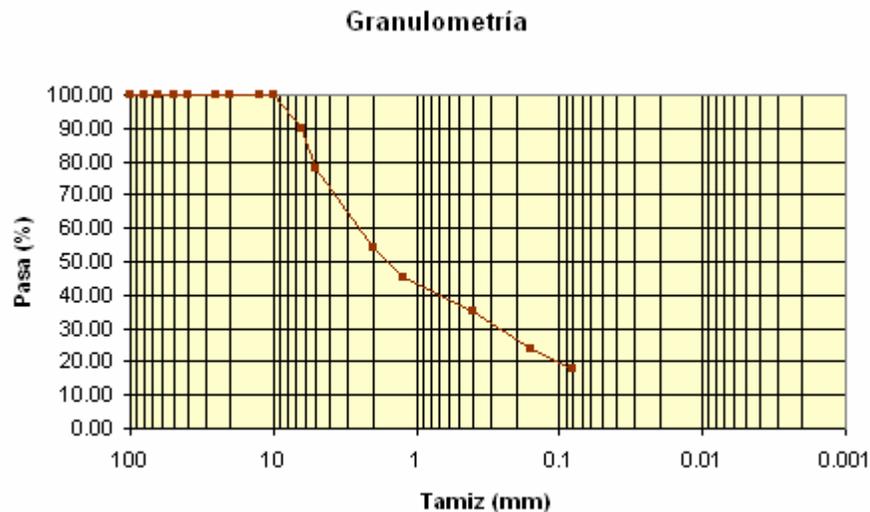


Figura 23. Curva de distribución de tamaño de partículas de análisis por tamizado.

Otro valor numérico que ayuda a conocer las condiciones granulométricas de un suelo es el coeficiente de curvatura,  $C_c$ , que es igual a  $(D_{60})^2/D_{10}D_{60}$ .

Un material bien graduado debe cumplir la condición de que el coeficiente de uniformidad sea mayor que 4 para gravas y mayor que 6 para arenas, y que el coeficiente de curvatura este comprendido entre 1 y 3. Cuando el coeficiente de uniformidad  $C_u$  es menor que los indicados,

ello significa que el material no es graduado sino prácticamente uniforme en el diámetro de sus partículas.

Únicamente en los suelos gruesos cuya composición granulométrica puede ser determinada por medio de mallas puede la distribución de tamaños indicar algo de lo relativo a las propiedades físicas del material; así, por ejemplo los suelos bien graduados tienen mejor comportamiento ingenieril que aquellos de granulometría uniforme. Sin embargo, en los suelos finos sus propiedades tanto mecánicas como hidráulicas dependen de su estructura, plasticidad e historia geológica. Esto hace que la determinación de la granulometría de dichos suelos no conduzca a obtener, por sí sola, datos muy útiles sobre ellos.

### **c. Relaciones Volumétricas.**

Para definir el estado inicial de un suelo, se intenta determinar en primer lugar la concentración relativa de sólidos, volumen relativo de huecos y contenido relativo de agua en un volumen elemental y representativo de un punto o zona del suelo. Para ello se suele utilizar un pequeño modelo físico equivalente a ese volumen elemental, tal como se define en la Figura 24. El modelo se consigue suponiendo que todo el volumen de partículas sueltas se concentra, quedando el resto de volumen ocupado por los huecos.

En un suelo se distinguen tres fases constituyentes: la sólida, la líquida y la gaseosa. La fase sólida está formada por partículas minerales u orgánicas, o por ambas; la líquida por el agua (libre específicamente) y la fase gaseosa comprende sobre todo el aire, pero pueden estar presentes otros gases. Las fases líquida y gaseosa del suelo suelen comprenderse en el volumen de vacíos ( $V_v$ ), mientras que la fase sólida constituye el volumen de sólidos ( $V_s$ ).

Se dice que un suelo es totalmente saturado cuando todos sus vacíos están ocupados por agua. Un suelo en tal circunstancia consta, como caso particular de solo dos fases, la sólida y la líquida.

Es importante considerar las características morfológicas de un conjunto de partículas sólidas, en un medio fluido.

Las relaciones entre las diferentes fases constituidas del suelo (fase sólida, líquida y gaseosa), permiten avanzar sobre el análisis de la distribución de las partículas por tamaños y sobre el grado de plasticidad del conjunto.

La relación entre las fases, la granulometría y los límites de Atterberg se utilizan para clasificar el suelo y estimar su comportamiento.

En el modelo de fases, se separan volúmenes  $V$  y pesos  $W$  así: Volumen total  $V_T$ , **volumen de vacíos**  $V_V$  (espacio no ocupado por sólidos), **volumen de sólidos**  $V_S$ , **volumen de aire**,  $V_A$ , y **volumen de agua**  $V_W$ , de manera que la expresión anterior puede escribirse así:

$$V_T = V_V + V_S \quad (\text{Ecuación 6})$$

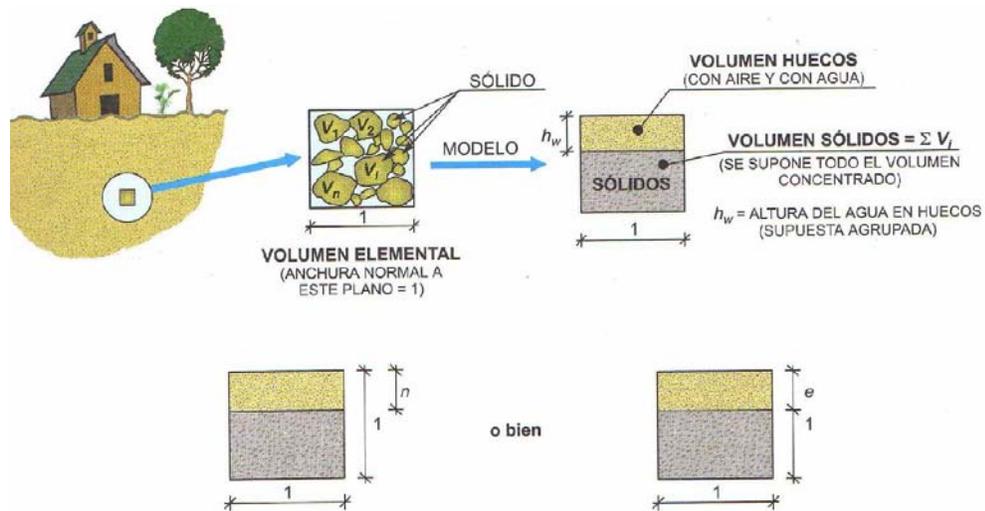


Figura 24. Volumen de sólidos, volumen de aire.

y

$$V_V = V_A + V_W \quad (\text{Ecuación 7})$$

En pesos, el del aire se desprecia, por lo que  $W_A = 0$ . El peso total del espécimen o muestra  $W_T$  es igual a la suma del peso de los sólidos  $W_S$  mas el peso del agua  $W_W$  mas el peso del agua  $W_W$ ; esto es

$$W_T = W_S + W_W \quad (\text{Ecuación 8})$$

Entre los valores índices que ayudan a definir el estado del suelo están la **porosidad**,  $\eta$  (Definida como la probabilidad de encontrar vacíos en el volumen total. Por eso  $0 < \eta < 100\%$  (se expresa en %). En un sólido perfecto  $\eta = 0$ ; en el suelo  $\eta \neq 0$  y  $\eta \neq 100\%$ ) y el **índice de huecos o de poros**,  $e$ , (relación entre el volumen de vacíos y el de los sólidos. Su valor puede ser  $e > 1$  y alcanzar valores muy altos.)

$$\eta(\%) = \frac{V_v}{V_T} \times 100 \quad (\text{Ecuación 9})$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (\text{Ecuación 10})$$

La **relación de vacíos** puede expresarse en función de la porosidad de la manera siguiente:

$$e = \frac{\eta}{1 - \eta} \quad (\text{Ecuación 11})$$

De igual manera, la **porosidad** puede expresarse en función de la relación de vacíos así:

$$\eta = \frac{1}{1 + e} \quad (\text{Ecuación 12})$$

Con la práctica para suelos granulares, los valores típicos son:

Arena bien graduada	$e = 0,43 - 0,67$	$\eta = 30 - 40\%$
Arena uniforme	$e = 0,51 - 0,85$	$\eta = 34 - 46\%$

El índice de huecos varia, normalmente entre 0,30 y 1,30 (aunque en suelos muy flojos y con materia orgánica llega a alcanzar valores de 3 o mas) cuanto mayor es este índice, mas huecos hay, mas flojo o blando es el terreno, mayor es su deformabilidad, etc.

Para estimar la concentración relativa de sólidos y agua se utilizan varios parámetros:

■ **Peso unitario de los sólidos**,  $\gamma_s$ , es el producto de su densidad por la gravedad. El valor depende, entre otros, del contenido de agua del suelo.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (\text{Ecuación 13})$$

■ **Peso volumétrico**,  $\gamma$ , el peso volumétrico total es la relación entre el peso total y el volumen total de la muestra

$$\gamma = \frac{W_m}{V_m} \quad (\text{Ecuación 14})$$

■ **Peso volumétrico seco**,  $\gamma_d$ , es un valor particular de  $\gamma_m$  para el caso de que el grado de saturación del suelo sea nulo:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} \quad (\text{Ecuación 15})$$

■ **Peso volumétrico saturado**,  $\gamma_{sat}$ , es el valor de  $\gamma_m$  cuando el grado saturación sea igual al 100 %

$$\gamma_{sat} = \frac{(W_s + W_w)}{V_m} \quad (\text{Ecuación 16})$$

■ **Contenido de humedad**,  $\omega$ , es la relación, en % del peso de agua del espécimen, al peso de los sólidos. Existen varias formas de agua en el suelo, y unas requieren más temperatura y tiempo de secado que otras para ser eliminadas. En consecuencia, el concepto “suelo seco” es arbitrario, como lo es el agua que pesemos en el suelo de muestra. Suelo seco es el que se ha secado a temperatura de 105°C - 110°C, hasta peso constante durante 24 o 18 horas.

$$\omega(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (\text{Ecuación 17})$$

■ **Grado de saturación**,  $G_w$ , es la relación entre el peso del agua que contiene la muestra y el que contendría si estuviera saturado; se define también como la probabilidad de encontrar agua en los vacíos del suelo, por lo que los valores típicos de  $0 \leq G_w \leq 100\%$ . Físicamente en la naturaleza  $G_w \neq 0$ , pero admitiendo tal extremo,  $G_w = 0\% \rightarrow$  Suelo seco y  $G_w = 100\% \rightarrow$  Suelo saturado.

$$G_w(\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad (\text{Ecuación 18})$$

■ **Densidad relativa**,  $D_R$ , este parámetro nos informa si un suelo esta cerca o lejos de los valores máximo y mínimo de densidad, que se pueden alcanzar. Además  $0 \leq D_R \leq 1$ , siendo mas resistente el suelo cuando el suelo esta compacto y  $D_R \approx 1$  y menor cuando esta suelto y  $D_R \approx 0$ . En la Tabla 10 Se muestran los valores habituales para las propiedades del estado de los suelos arenosos

$$D_R = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (\text{Ecuación 19})$$

Suelos de grano grueso	Densidad relativa Dr (%)	Densidad seca $\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )	Humedad W (%)	índice de huecos e
Muy flojos	0-40	< 14,0	>16	> 0,9
Flojos	40-60	14,0-16,0	12-16	0,65-0,9
Medianamente densos	60-80	16,0-17,5	8-12	0,55-0,65
Densos	80-90	17,5-18,5	6-8	0,4-0,55
Muy densos	90-100	>18,5	< 6	< 0,4

Tabla 10. Propiedades de estado de suelos de grano grueso.

#### d. Límites de Atterberg.

La **plasticidad** es la propiedad que presentan los suelos de poder deformarse, hasta cierto límite, sin romperse. Por medio de ella se mide el comportamiento de los suelos en todas las épocas. Las arcillas presentan esta propiedad en grado variable. Para conocer la plasticidad de un suelo se hace uso de los límites de Atterberg. El nombre de estos se debe al científico sueco Albert Mauritz Atterberg (1846-1916).

El profesor Arthur Casagrande (1902-1981) realizó una gran cantidad de investigaciones tendientes a la normalización de estos ensayos redefiniéndolos de la manera que hoy se conocen.

Los límites de Atterberg o límites de consistencia se basan en el concepto de que los suelos finos, presentes en la naturaleza, pueden encontrarse en diferentes estados, dependiendo del contenido de agua. Así un suelo se puede encontrar en un estado sólido, semisólido, plástico, semilíquido y líquido.

Los límites de Atterberg (Ver Figura 25) son propiedades índices de los suelos, con que se definen la plasticidad (el rango de humedades para el cual el suelo presenta un comportamiento plástico, es decir, acepta deformaciones sin romperse); con ellos, es posible clasificar el suelo en la Clasificación Unificada de Suelos (Unified Soil Classification System, USCS) cuando se trata de suelos finos e igualmente de suelos con cierto contenido de finos. Constituyen una de las denominadas propiedades índices de estos suelos.

Los mencionados límites son: límite Líquido (LL), Límite plástico (LP), y Límite de Contracción (LC). Todos los límites de consistencia se determinan empleando suelo que pase la malla No. 40. La diferencia entre los valores del límite líquido (LL) y del límite plástico (LP) da el llamado Índice Plástico (IP) del suelo. Los límites líquido y plástico dependen de la cantidad y tipo de arcilla. A continuación se definen cada uno de ellos:

■ **Límite Líquido:** se define como el contenido de humedad expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia del estado líquido al plástico.

- **Límite Plástico:** se define como el contenido de humedad, expresado en por ciento con respecto al peso seco de la muestra secada al horno, para el cual los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un plástico.
- **Límite de Contracción:** se define como el por ciento de humedad con respecto al peso seco de la muestra, con el cual una reducción de agua no ocasiona ya disminución en el volumen. La diferencia entre límite plástico y el límite de contracción se llama índice de contracción (IC) y señala el rango de humedad para el cual el suelo tiene una consistencia semisólida.

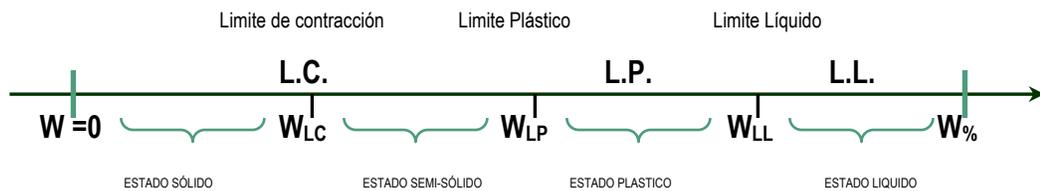


Figura 25. Límites de Atterberg.

Cuando no se puede determinar el límite plástico de un suelo se dice que es no plástico (NP), y en este caso el índice plástico se dice que es igual a cero. El índice de plasticidad indica el rango de humedad a través del cual los suelos con cohesión tienen propiedades de un material plástico.

Según Atterberg, cuando un suelo tiene un índice plástico (LP) igual a cero el suelo es no plástico; cuando el índice plástico es menor a 7, el suelo presenta baja plasticidad; cuando el índice plástico está comprendido entre 7 y 17 se dice que el suelo es medianamente plástico, y cuando el suelo presenta un índice plástico mayor de 17 se dice que es altamente plástico.

Con los valores de límite líquido y plástico se pueden obtener un punto representativo de cada muestra en la Carta de plasticidad de Casagrande (Ver Figura 26), representando la relación del límite líquido con el índice de plasticidad. Casagrande definió una línea A que resulta paralela a la dirección con que, en esa carta, se ordenan las muestras de un mismo terreno.

Utilizando la línea A y el criterio de baja y alta plasticidad, en la carta de Casagrande se definen varias zonas, representadas en la figura; según los estudios del autor los suelos limosos

y con apreciable contenido orgánico tienen un intervalo de humedad menor para pasar del estado semisolido a semilíquido, situándose por debajo de la línea A, mientras que las arcillas están por encima de dicha línea. Se definen así varios tipos de suelos: arcillas de baja plasticidad (CL), arcillas de alta plasticidad (CH), limos y suelos orgánicos de baja plasticidad (ML-OL) y limos y suelos orgánicos de alta plasticidad (MH-OH)

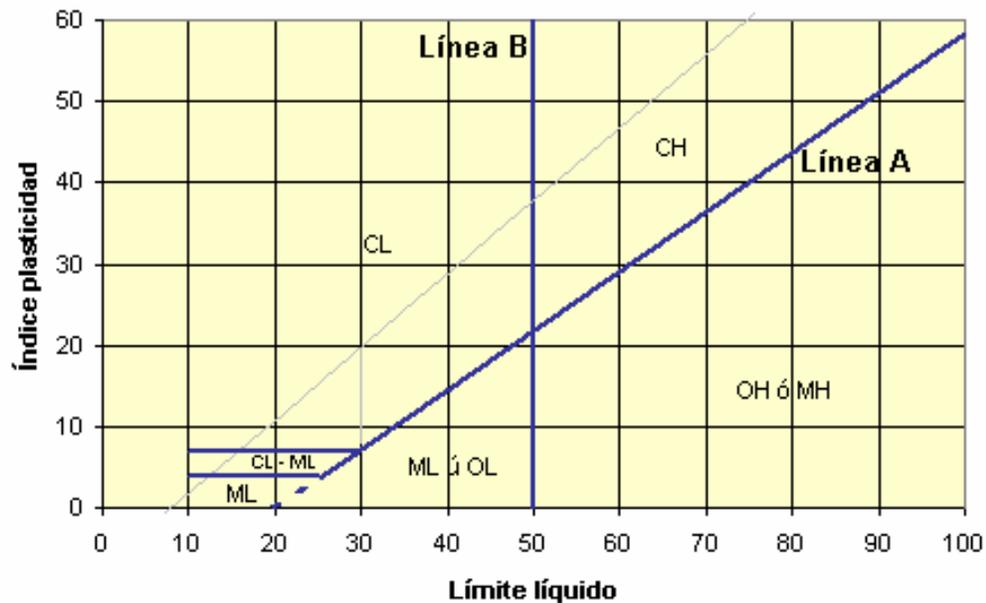


Figura 26. Carta de plasticidad de Casagrande.

### e. Clasificación de los Suelos.

Dada la gran variedad de suelos que se presenta en la naturaleza, se han desarrollado algunos métodos de clasificación. Cada uno de estos métodos tiene, prácticamente, su campo de aplicación según la necesidad y uso que los haya fundamentado. Y así se tiene la clasificación de los suelos según el tamaño de sus partículas, la clasificación de la Asociación Americana de Funcionarios de Caminos Públicos (American Association State Highway Officials), la clasificación de la Administración de Aeronáutica Civil (C.A.A.), el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S), etc. La existencia de esta variedad de sistemas de clasificación de suelos se debe, posiblemente, al hecho de que tanto el ingeniero civil como el geólogo y el agrónomo analizan el suelo desde distintos puntos de vista. Sin embargo lo que es fundamental es el hecho

de que cualquier clasificación que quiera abarcar las necesidades correspondientes debe estar basada en las propiedades mecánicas de los suelos, ya que estas son elementales en las variadas aplicaciones de la ingeniería. Aunque hoy día es casi aceptado por la mayoría el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S).

### 1) Sistema AASHTO.

Este sistema describe un procedimiento para clasificar suelos en siete grupos, basado en las determinaciones de laboratorio de granulometría, límite líquido e índice de plasticidad. La evaluación en cada grupo se hace mediante un "índice de grupo", el cual se calcula por la fórmula empírica:

$$IG = (F - 35) (0,2 + 0,005 (WI - 40)) + 0,01 (F - 15) (IP - 10). \quad (\text{Ecuación 20})$$

En que:

F = Porcentaje que pasa por 0.08 mm, expresado en números enteros basado solamente en el material que pasa por 80 mm.

WI = Límite Líquido.

IP = Índice de Plasticidad.

Se informa en números enteros y si es negativo se informa igual a 0. El grupo de clasificación, incluyendo el índice de grupo, se usa para determinar la calidad relativa de suelos de terraplenes, material de subrasante, subbases y bases. El primer grupo desde la izquierda que satisface los datos de ensaye es la clasificación correcta. Todos los valores límites son enteros, si alguno de los datos es decimal, se debe aproximar al entero más cercano.

### 2) Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS).

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) deriva de un sistema desarrollado por A. Casagrande para identificar y agrupar suelos en forma rápida en obras militares durante la guerra. La Tabla 12 presenta la clasificación del sistema unificado.

Como se puede observar los suelos de granos gruesos y los suelos de partículas finas se distinguen mediante el cribado del material por la malla No. 200; se representan por el símbolo G si más de la mitad, en peso, de las partículas gruesas son retenidas en tamiz No. 200, y por el símbolo S si más de la mitad pasa por el tamiz No. 200. En la Tabla 11 se muestra la simbología utilizada para la clasificación del suelo.

Símbolo	Significado
G ( <i>Gravel</i> )	Fracción de suelo más grueso o tamaño grava
S ( <i>Sand</i> )	Fracción del suelo con tamaño de grano comprendido entre malla No.4 y malla No.200.
M ( <i>Mo</i> )	Fracción fina del suelo que no posee propiedades de plasticidad, o de tener, es muy baja
C ( <i>Clay</i> )	Fracción fina del suelo que posee propiedades de plasticidad.
W ( <i>Well</i> )	Buena gradación del suelo, o sea que dentro de la masa de suelo hay predominio de un tamaño de grano.
P ( <i>Poorly</i> )	Mala gradación. Significa que dentro de la masa de suelo hay variedad en el tamaño de grano, aunque haya predominio de uno de ellos.
L ( <i>Low</i> )	Suelos con baja plasticidad, son aquellos donde $LL < 50$
H ( <i>High</i> )	Suelos con alta plasticidad, aquellos donde $LL > 50$

Tabla 11. Simbología utilizada para la clasificación SUCS y su significado.

Los suelos finos, con más del 50 por ciento bajo tamiz 0,08 mm, se dividen en tres grupos, las arcillas (C), los limos (M) y limos o arcillas orgánicos (O).

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

- *Material prácticamente limpio de finos, bien graduado.* Símbolo W (well graded). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.
- *Material prácticamente limpio de finos, mal graduado.* Símbolo P (poorly graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GP y SP.
- *Material con cantidad apreciable de finos no plásticos.* Símbolo M (del sueco mo y mjala). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GM y SM.
- *Material con cantidad apreciable de finos plásticos.* Símbolo C (clay). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GC y SC.

También en el caso de los suelos finos el sistema los considera agrupados, formándose el símbolo de cada grupo por dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado por los suelos gruesos, y dando lugar a las siguientes divisiones.

- *Limos inorgánicos*, de símbolo genérico M (del sueco mo y mjala)
- *Arcillas orgánicas*, de símbolo genérico C (clay)
- *Limos y arcillas orgánicas*, de símbolo genérico O (organic)

DIVISIONES PRINCIPALES		Símbolos del grupo	NOMBRES TÍPICOS	IDENTIFICACIÓN DE LABORATORIO		
SUELOS DE GRANO GRUESO	GRAVAS	Gravas limpias	GW	Gravas, bien graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.	Determinar porcentaje de grava y arena en la curva granulométrica. Según el porcentaje de finos (fracción inferior al tamiz número 200). Los suelos de grano grueso se clasifican como sigue:  $CU = D_{60}/D_{10} > 4$ $Cc = (D_{30})^2 / D_{10} \times D_{60}$ entre 1 y 3  No cumplen con las especificaciones de granulometría para GW.	
		(sin o con pocos finos)	GP	Gravas mal graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.		
		Gravas con finos	GM	Gravas limosas, mezclas grava-arena-limo.		
	MÁS DE LA MITAD DE LA FRACCIÓN GRUESA ES RETENIDA POR EL TAMIZ NÚMERO 4 (4,76 mm)	ARENAS	Arenas limpias	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos.	Límites de Atterberg debajo de la línea A o $IP < 4$ . Encima de línea A con $IP$ entre 4 y 7 son casos límite que requieren doble símbolo.  $< 5\% \rightarrow GW, GP, SW, SP$ . $> 12\% \rightarrow GM, GC, SM, SC$ .  $CU = D_{60}/D_{10} > 6$ $Cc = (D_{30})^2 / D_{10} \times D_{60}$ entre 1 y 3  Cuando no se cumplen simultáneamente las condiciones para SW.
			(pocos o sin finos)	SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos.	
		Arenas con finos	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo.		
	MÁS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA POR EL TAMIZ NÚMERO 200	ARENAS	Arenas con finos	SC	Arenas arcillosas, mezclas arena-arcilla.	Límites de Atterberg debajo de la línea A o $IP < 4$ . Los límites situados en la zona rayada con $IP$ entre 4 y 7 son casos intermedios que precisan
			(apreciable cantidad de finos)			
	SUELOS DE GRANO FINO	Limos y arcillas:		ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosa, o limos arcillosos con ligera plasticidad.	
			CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas.		
Límite líquido menor de 50			OL	Limos orgánicos y arcillas orgánicas limosas de baja plasticidad.		
Limos y arcillas:			MH	Limos inorgánicos, suelos arenosos finos o limosos con mica o diatomeas, limos elásticos.		
			CH	Arcillas inorgánicas de plasticidad alta.		
		Límite líquido mayor de 50	OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a elevada; limos orgánicos.		
Suelos muy orgánicos			PT	Turba y otros suelos de alto contenido orgánico.		

Tabla 12. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Estos símbolos están seguidos por una segunda letra que depende de la magnitud del límite líquido e indica la compresibilidad relativa si el límite líquido es menor a 50%, es decir si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra L (low compressibility), obteniéndose por esta combinación los grupos ML, CL, OL. Los suelos finos con límite líquido mayor de 50%, o sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra H (high compressibility), teniéndose así los grupos MH, CH y OH.

Ha de notarse que las letras L y H no se refieren a baja o alta plasticidad, pues esta propiedad del suelo ha de expresarse en función de dos parámetros (LL e  $I_p$ ), mientras que en el caso actual solo el valor límite del límite líquido interviene. Por otra parte, ya se hizo notar que la compresibilidad de un suelo es una función directa del límite líquido, de modo que un suelo es más compresible a mayor límite líquido.

Los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, tales como turbas y suelos pantanosos, extremadamente compresibles, forman un grupo independiente de símbolo Pt (del inglés peat; turba).

#### **f. Prueba Triaxial.**

Dentro de ciertos límites, los suelos se comportan bajo la acción de las cargas como los materiales elásticos, aunque en algunos casos se producen deformaciones mayores que las normales, teniéndose que recurrir entonces a cálculos que tengan en cuenta la plasticidad del suelo.

Una muestra de suelo sometida a un esfuerzo de corte tiende a producir un desplazamiento de las partículas entre si o de una parte de la masa de suelo con respecto al resto del mismo.

Debido a que el suelo es un material tan complejo, ninguna prueba bastará por si sola para estudiar todos los aspectos importantes del comportamiento esfuerzo-deformación.

El ensayo Triaxial constituye el método más versátil en el estudio de las propiedades esfuerzo-deformación. Con este ensayo es posible obtener una gran variedad de estados reales de carga.

Esta prueba es la más común para determinar las propiedades esfuerzo-deformación. Una muestra cilíndrica de un suelo es sometida a una presión de confinamiento en todas sus caras. A continuación se incrementa el esfuerzo axial hasta que la muestra se rompe. Como no existen esfuerzos tangenciales sobre las caras de la muestra cilíndrica, el esfuerzo axial y la presión de confinamiento, son los esfuerzos principal mayor y principal menor respectivamente. Al incremento de esfuerzo axial, se denomina esfuerzo desviador (Ver Figura 27).

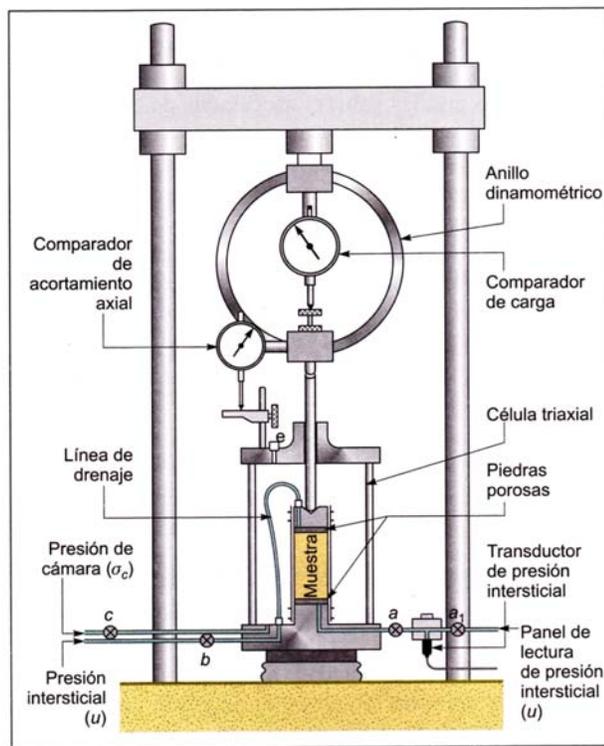


Figura 27. Esquema de un ensayo triaxial.

La prueba de compresión triaxial se realiza envolviendo en una membrana impermeable un espécimen cilíndrico del suelo que se desea probar, cuyas bases quedan en contacto con cabezas sólidas provistas de piedras porosas que sirven de filtro; los filtros están conectados a tubos delgados provistos de válvulas que permiten gobernar la salida o entrada del agua al espécimen. Dichos tubos de drenaje están conectados a una bureta graduada mediante la cual se puede conocer el volumen de agua expulsado o absorbido por el suelo. La unión entre la

membrana y las cabezas se ata con banda de hule para garantizar un sello hermético. Todo el conjunto queda encerrado en una cámara que se conecta a un tanque de agua a presión. La tapa superior de la cámara es atravesada por un vástago delgado que pasa por un depósito de grasa a presión, el que evita las fugas de agua a lo largo de la pared del vástago y reduce a un mínimo de fricción de esta contra la tapa.

La prueba de compresión triaxial puede ejecutarse de diferentes maneras:

■ **Prueba rápida o sin drenaje.** En este caso se aplica una presión de agua a la cámara que se transmite hidrostáticamente al espécimen, actuando sobre la membrana y las cabezas. Las válvulas de drenaje se cierran antes de aplicar la presión al agua, y permaneciendo cerradas se comienza a cargar axialmente la muestra de suelo desde el exterior de la cámara, aplicando al vástago una carga creciente hasta alcanzar la falla, que generalmente se presenta a lo largo de un plano inclinado. Un micrómetro marca las deformaciones longitudinales del espécimen.

■ **Prueba rápida consolidada.** En este tipo de prueba se aplica la presión al agua de la cámara y se abren las válvulas de drenaje del espécimen permitiendo que la presión de los fluidos de los poros, producida por el incremento de presión aplicada al espécimen, se disipe completamente, es decir, se permite la consolidación total de la probeta de suelo bajo la presión aplicada exteriormente. La observación de las deformaciones longitudinales mediante el micrómetro y del volumen de agua expulsada que se registra en la bureta graduada a través del tiempo suministran datos para trazar la curva de consolidación correspondiente e identificar el tiempo en el que se ha logrado la totalidad de la consolidación primaria.

Una vez alcanzado el 100% de consolidación primaria se procede a cerrar las válvulas de drenaje y a incrementar el esfuerzo axial, aplicando carga al vástago hasta hacer fallar la probeta.

Mientras que en la prueba rápida o sin drenaje el contenido de agua del espécimen de suelo permanece constante, en la rápida consolidada cambia dicho contenido de agua porque se permite la salida de los fluidos (agua y gases) durante el proceso de consolidación bajo la presión lateral.

■ **Prueba lenta.** De igual manera que en la prueba anterior, en la prueba triaxial lenta se permite la consolidación completa del suelo bajo la presión de la cámara, pero las válvulas de

drenaje no se cierran al aplicar la carga axial sobre el vástago. Además, la aplicación de la mencionada carga axial se hace en incrementos pequeños colocados a intervalos de tiempo suficientemente largos para garantizar que la presión de poro generada por el incremento anterior se disipe de manera completa antes de aplicar el siguiente. En estas condiciones puede decirse prácticamente que los esfuerzos aplicados exteriormente a la probeta son siempre esfuerzos efectivos o intergranulares, ya que la presión de poro puede considerarse nula durante todo el proceso.

■ Prueba gigante. En esta prueba triaxial se emplean especímenes de 15 cm. de diámetro y una relación de esbeltez de 2.5 a 3. Esta prueba tiene por objeto ensayar agregados gruesos como gravas, arenas o mezclas de ellos; el procedimiento de prueba es igual a los ya explicados.

## 1. Representación grafica de los resultados de las pruebas triaxiales.

Considerando al suelo como homogéneo e isótropo y despreciando los efectos de la restricción impuesta al espécimen por las cabezas sólidas, el estado de esfuerzos de un elemento cualquiera del interior del espécimen puede representarse mediante el círculo de Mohr para el caso de esfuerzo plano, como se muestra en la Figura 29.a, en la que el esfuerzo principal menor ( $\sigma_3$ ) es igual a la presión de la cámara, y  $\sigma_1$  (esfuerzo axial) igual a la presión de la cámara mas el incremento de esfuerzo axial debido a la carga aplicada al vástago.

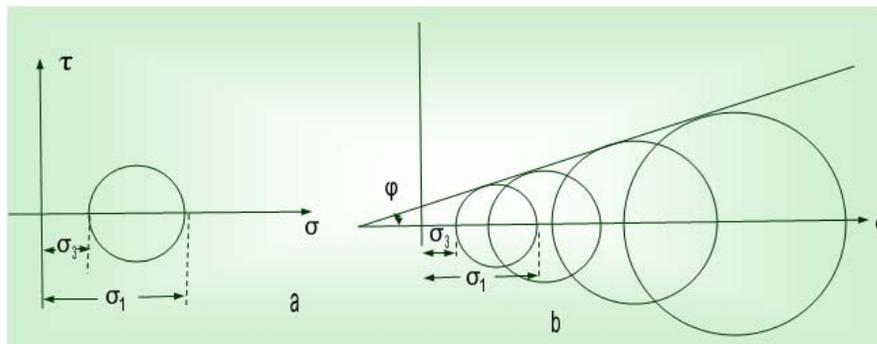


Figura 28. Círculo de Mohr.

Si para un mismo material se ejecutan varias pruebas de compresión triaxial del mismo tipo, empleando en cada una de las pruebas un valor diferente de  $\sigma_3$ , se requerirá en cada caso un valor de  $\sigma_1$  para alcanzar la falla. Trazando un círculo de esfuerzos en cada valor de  $\sigma_3$  y el correspondiente de  $\sigma_1$  que produjo la falla, se obtiene una serie de círculos como los que muestra la figura 29.b, que representan el estado de esfuerzo de diversos especímenes probados en el momento de falla. La envolvente de tales círculos recibe el nombre de línea de resistencia intrínseca o envolvente de Mohr.

La forma de la envolvente de falla varia con el material, según este sea granular, cohesivo o intermedio. Para un mismo suelo depende de su relación de vacíos, grado de saturación y tipo de prueba. Con la envolvente se determinan la cohesión y el ángulo de fricción interna. (Figura 29.b)

## 2. Ventajas y limitaciones del ensayo Triaxial.

El ensayo descrito cuenta con algunas ventajas, así como una serie de limitaciones. Las principales son:

VENTAJAS	LIMITACIONES
La muestra no es forzada a inducir la falla sobre una superficie determinada. Consecuentemente, una prueba de compresión puede revelar una superficie débil relacionada a alguna característica natural de la estructura del suelo.	En algunos casos de arcilla el tamaño de la muestra puede tener importantes efectos sobre la resistencia medida.
Las tensiones aplicadas en pruebas de compresión en laboratorio, son una aproximación de aquellas que ocurren en situ.	Se deben confeccionar o tomar muestras de diámetros que representen adecuadamente grietas y discontinuidades en una muestra de suelo.
Las tensiones aplicadas son las tensiones principales y es posible realizar un estrecho control sobre las tensiones y las deformaciones.	
Las condiciones de drenaje pueden ser controladas y es posible una gran variedad de condiciones de prueba.	

Tabla 13. Ventajas y limitaciones del ensayo triaxial.

### g. Ensayo de Corte Directo.

El ensayo de Corte Directo es la forma más antigua y simple de arreglo de ensayo de corte. En la Figura 29 Se muestra un diagrama del aparato de corte directo. El equipo de ensayo consiste en una caja de corte metálica en la cual se coloca el espécimen de suelo. Los especímenes pueden ser de planta cuadrada o circular. El tamaño generalmente usado en los especímenes es de alrededor de 2x2" o 4x4" (50.8x50.8 mm. O 101.6x101.6 mm.) en su sección transversal, y alrededor de 1 pulgada (25.4 mm.) de altura. La caja esta partida horizontalmente en dos mitades. La fuerza normal en el espécimen puede ser tan grande como 150lbs/pul<sup>2</sup> (1034.2KN/m<sup>2</sup>). La fuerza de corte se aplica moviendo una mitad de la caja con respecto a la otra para causar la falla en el espécimen del suelo.

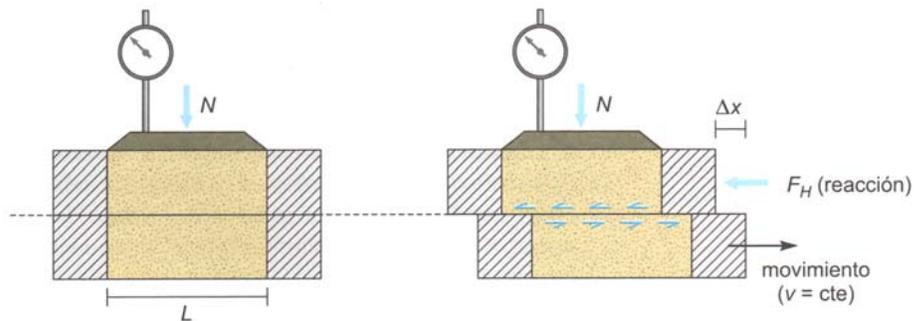


Figura 29. Esquema del aparato de corte directo.

Dependiendo del equipo, el ensayo de corte puede ser con control de esfuerzos o de deformaciones. En los ensayos con control esfuerzos, la fuerza cortante es aplicada con iguales incrementos, hasta que el espécimen falle. La falla ocurre a lo largo del plano en que la caja de corte esta partida. Luego de la aplicación de cada carga incremental, se mide el desplazamiento por corte de la mitad superior de la caja por medio de un micrómetro horizontal. El cambio en la altura del espécimen (y por tanto, su cambio de volumen). Durante el ensayo puede obtenerse a partir de las lecturas de un micrómetro se mide el movimiento vertical de la placa de carga superior.

En ensayo con control de deformaciones, se aplica a una mitad de la caja una velocidad constante de desplazamiento de corte por medio de un motor que actúa por medio de engranaje.

La velocidad constante de desplazamiento de corte se mide por medio de un micrómetro horizontal. La fuerza de corte resistente en el suelo correspondiente a cualquier desplazamiento, puede medirse por medio de un anillo de carga o una celda de carga horizontal. El cambio volumétrico del espécimen durante el ensayo se obtiene de manera similar a la de los ensayos con control de esfuerzos.

Las muestras a utilizarse pueden prepararse de las siguientes formas:

■ **Muestras inalteradas:** Los especímenes se preparan a partir de muestras grandes inalteradas o de muestras obtenidas de acuerdo con la Norma D1587 u otros procedimientos de muestreo inalterado con tubos, deben manipularse cuidadosamente para minimizar la alteración, los cambios en la sección transversal o la pérdida en el contenido de humedad. Si hay lugar a compresión o cualquier otro tipo de alteración notoria por el extractor, se parte longitudinalmente el tubo de muestreo o se corta en pequeñas secciones para facilitar la remoción del espécimen con un mínimo de alteración. Se preparan las muestras recortadas, siempre que sea posible en un ambiente que minimice los cambios de humedad del espécimen.

■ **Especímenes compactados:** Los especímenes serán preparados utilizando el método de compactación y el contenido de agua y el peso unitario prescrito por el cliente que solicita el ensayo. Se arma y asegura la caja de cizalladura. Se coloca un bloque poroso en el fondo de la caja de cizalladura. Los especímenes pueden ser moldeados por amasado o compactando cada capa hasta que la masa acumulada de suelo colocada en la caja de cizalladura esté compactada hasta un volumen conocido o ajustando el número de capas, el número de golpes por capa y la fuerza por golpe. La parte superior de cada capa debe ser escarificada antes de la adición del material para la próxima capa. Los límites entre capas compactadas deben ser colocados de tal manera que no coincidan con el plano de cizalladura definido por las mitades de la caja de cizalladura, a menos que este sea el objeto establecido para un ensayo en particular. El compactador utilizado para densificar el material debe tener un área de contacto con el suelo igual o menor al 50% del área del molde. Se determina la masa de suelo húmeda para una capa individual compactada y se coloca en la caja de cizalladura. Se compacta el suelo hasta que

obtenga el peso unitario deseado. Se continúa colocando y compactando el suelo hasta que todo el espécimen esté compactado.

### ■ Ventajas e inconvenientes del ensayo de corte Directo.

Al igual que el ensayo triaxial el sencillo dispositivo de ensayo descrito cuenta con algunas ventajas, así como una serie de limitaciones. Las principales son:

VENTAJAS	LIMITACIONES
El ensayo es relativamente rápido y fácil de llevar a cabo (El principio básico es fácilmente comprensible y la preparación de la muestra no es complicada.) y económica.	La muestra está obligada a fallar en un plano predeterminado.
El principio puede aplicarse a suelos granulares y otros materiales que contienen grandes partículas que serían muy caras de ensayar por otros medios.	La distribución de esfuerzos en ésta superficie no es uniforme.
Se ha introducido cajas con muestra cuadrada de forma que la reducción de área durante el ensayo pueda fácilmente tenerse en cuenta si se desea	No es posible controlar el drenaje de la muestra, sólo se puede variar la velocidad de desplazamiento.
Se ha encontrado que los parámetros de suelo $\tau$ y $c$ obtenidos por el método de corte directo son casi tan confiable como los valores triaxiales.	Las deformaciones aplicadas están limitadas por recorrido máximo de la caja.
El ensayo Triaxial es, relativamente, mucho más difícil de ejecutar e interpretar, especialmente si se toman medidas de presión de poros.	El área de contacto entre las dos mitades de la muestra disminuye a medida que se realiza el ensayo. Pero como afecta a $\tau$ y a $\sigma$ en la misma proporción, el efecto en la envolvente de Coulomb es despreciable.
La máquina de corte directo es mucho más adaptable a los equipos electrónicos de medición, de forma que no se requiera la presencia continua de un operario para efectuar ensayos consolidados- drenados, que puedan durar varios días.	El ensayo usa una muestra muy pequeña, con el consiguiente resultado de que los errores de preparación son relativamente importantes.

Tabla 14. Ventajas y limitaciones del ensayo de Corte Directo.

## D. Modelos de análisis de estabilidad.

Los análisis de estabilidad se aplican al diseño de taludes o cuando estos presentan problemas de inestabilidad. En casos de taludes inestables permite diseñar las medidas de corrección o estabilización adecuadas para evitar nuevos movimientos.

### 1. Antecedentes.

Los primeros pasos en el cálculo analítico de la estabilidad de taludes los dio Coulomb, en el siglo XVIII, al desarrollar un método de cuñas enfocado al estudio de la estabilidad de muros, pero también utilizable en taludes desnudos.

Ya en el siglo XIX, la construcción de líneas férreas obligó a grandes movimientos de tierras, lo que trajo como consecuencia la aparición de importantes deslizamientos y, por tanto, la necesidad de un método de cálculo para prevenirlos.

Sin embargo no es hasta la primera mitad del siglo XX cuando puede hablarse de métodos analíticos que sirvieron de base a los actuales.

En 1910, Fellenius desarrolla un método de cuñas, y en 1916 se utiliza por primera vez el de rebanadas, pero solo para suelos no cohesivos, y no es hasta las dos décadas siguientes que se consigue unificar la metodología para suelos con cohesión y con rozamiento interno, a la vez que se introduce en el cálculo el Principio de las Presiones Efectivas, definido por Terzaghi en 1926.

Los métodos que pueden considerarse modernos se inician en 1954 con el de Bishop, para roturas circulares, y en 1956 el de Janbú, para superficies no circulares. La complejidad del cálculo ya era inquietante, y las sofisticaciones posteriores llegaron a hacer casi utópica la aplicación práctica, hasta que la aparición del ordenador convirtió en rutina metodologías consideradas casi imposibles, como la basada en Elementos Finitos.

Debe indicarse que antes de la expansión del ordenador se desarrollaron varios métodos simplificados, algunos de ellos basados en ábacos y en soluciones gráficas, que si en su momento llenaron un importante vacío, hoy ya no está justificado su empleo salvo como herramienta de estimación rápida y preliminar.

Los programas de uso habitual en la actualidad suelen implementar los métodos de Bishop y Janbu, así como algunos de los conocidos como rigurosos o “exactos”, principalmente los de Spencer, Morgenstern -Price, y el de Sarma, que probablemente son los más experimentados.

## 2. Equilibrio Límite y Factor de Seguridad

El análisis de los movimientos de los taludes o laderas durante muchos años se ha realizado utilizando las técnicas del equilibrio límite. Este tipo de análisis requiere información sobre la resistencia del suelo, pero no se requiere sobre la relación esfuerzo-deformación.

El sistema de equilibrio límite supone que en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla equivalentes a un factor de seguridad de 1.0.

El análisis se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas. Cada día se han mejorado los sistemas de Dovelas desarrollados a inicios del siglo XX y existe Software muy fácil de utilizar. Generalmente, los métodos son de iteración y cada uno de los métodos posee un cierto grado de precisión.

El Factor de Seguridad es empleado por los Ingenieros para conocer cual es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña.

La mayoría de los sistemas de análisis asumen un criterio de “equilibrio límite” donde el criterio de falla de Coulomb es satisfecho a lo largo de una determinada superficie.

Se estudia un cuerpo libre en equilibrio, partiendo de las fuerzas actuantes y de las fuerzas resistentes que se requieren para producir el equilibrio. Calculada esta fuerza resistente, se compara con la disponible del suelo o roca y se obtiene una indicación del Factor de Seguridad.

Después de realizar el cálculo para obtener el valor de FS si este es del orden de 2,0 o superior todo el mundo queda satisfecho y se olvida el asunto. En la banda contraria, si se está hacia el 1,1 también queda clara la decisión. Pero si el resultado queda por debajo de más o

menos 1,5 y por encima de 1,2 se entra en la franja que, según algunos, debería estar prohibida por decreto.

Suponiendo que todas las fases se han cubierto con suficiente garantía, el valor que se tome para el FS aceptable depende, en primer lugar, del nivel de riesgo, y después de la magnitud de las actuaciones implicadas, ya que en la propia esencia de la Ingeniería se encuentra el buscar un equilibrio entre inversión y resultados.

Por otra parte, al plantearse la ejecución de determinadas obras, un FS alto no siempre es deseable, pues implica una actuación excesivamente costosa. Piénsese en la construcción de una presa de tierra, en la que un pequeño aumento del FS puede significar un volumen muy importante de material adicional que posiblemente no esté justificado.

Todas estas circunstancias hacen que no se puedan tabular las decisiones en función del Factor de Seguridad. Lo importante a considerar es que este último debe ser tomado como un parámetro estadístico, y que no necesariamente un FS de 0,9 significa catástrofe irremediable, sino que hay una probabilidad muy alta de que realmente ocurra, aunque es evidente que nadie en su sano juicio firmaría por ese valor.

### 3. Clasificación de Métodos de Análisis.

Los métodos de análisis de estabilidad se basan en un planteamiento físico-matemático en el que intervienen las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras que actúan sobre el talud y que determinan su comportamiento y condiciones de estabilidad. Los métodos de cálculo para analizar la estabilidad de un talud se pueden clasificar en dos grandes grupos:

a. **Métodos de cálculo en deformaciones:** consideran en el cálculo las deformaciones del terreno además de las leyes de la estática. Su aplicación práctica es de gran complejidad y el problema debe estudiarse aplicando el método de los elementos finitos u otros métodos numéricos.

b. **Métodos de equilibrio límite:** se basan exclusivamente en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable. No tienen en

cuenta las deformaciones del terreno. Suponen que la resistencia al corte se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la superficie de corte.

Se pueden clasificar a su vez en dos grupos.

1) **Métodos exactos.** La aplicación de las leyes de estática proporciona una solución exacta del problema con la única salvedad de las simplificaciones propias de todos los métodos de equilibrio límite (ausencia de deformaciones, factor de seguridad constante en toda la superficie de rotura). Esto solo es posible en casos de geometría sencilla como por ejemplo la rotura planar y rotura por cuñas.

2) **Métodos no exactos.** En la mayor parte de los casos la geometría de la superficie de rotura no permite obtener una solución exacta del problema mediante la única aplicación de las ecuaciones de la estática. El problema es hiperestático y ha de hacerse alguna simplificación o hipótesis previa que permita su resolución. En la Tabla 15 se presenta un resumen de los métodos mas utilizados.

Se puede distinguir aquí entre los métodos que consideran el equilibrio global de la masa deslizando, hoy prácticamente en desuso, y los métodos de dovelas que consideran a la masa deslizando dividida en una serie de franjas verticales.

En el primer caso la hipótesis previa suele hacerse respecto a la distribución de tensiones normales en la superficie de deslizamiento. Tal es el caso del método del círculo de fricción o de rozamiento.

En los métodos de dovelas dicha distribución no es un dato del problema sino un resultado de su resolución. Las hipótesis previas se refieren generalmente a las fuerzas laterales entre las dovelas y existe una gran variedad de métodos que consideran diferentes hipótesis.

Los métodos de dovelas pueden clasificarse en dos grupos:

a) **Métodos aproximados:** No cumplen las ecuaciones de la estática. Se pueden citar como ejemplos los métodos de Fellenius, Janbu y Bishop.

b) **Métodos precisos o completos:** Cumplen todas las ecuaciones de la estática. Los más conocidos son los métodos de Morgenstern-Price, Spencer y Bishop riguroso.

MÉTODO	SUPERFICIES DE FALLA	EQUILIBRIO	CARACTERÍSTICAS
Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	De fuerzas	Este método no tiene en cuenta las fuerzas entre las dovelas y no satisface equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizada como para dovelas individuales. Sin embargo, este método es muy utilizado por su procedimiento simple. Muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros. Factores de seguridad bajos.
Bishop simplificado (Bishop 1955)	Circulares	De momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero. Reduciendo el número de incógnitas. La solución es sobredeterminada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela.
Janbú Simplificado (Janbú 1968)	Cualquier forma de superficie de falla.	De fuerzas	Al igual que Bishop asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas. La solución es sobredeterminada que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, Janbú utiliza un factor de corrección $F_0$ para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son bajos.
Sueco Modificado. U.S. Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma de la superficie de falla.	De fuerzas	Supone que las fuerzas tienen la misma dirección que la superficie del terreno. Los factores de seguridad son generalmente altos.
Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma de la superficie de falla.	De fuerzas	Asume que las fuerzas entre partículas están inclinados a un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas. Esta simplificación deja una serie de incógnitas y no satisface el equilibrio de momentos. Se considera el más preciso de los métodos de equilibrio de fuerzas.
Spencer (1967)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre tajadas tiene una inclinación constante pero desconocida.
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. El método es muy similar al método Spencer con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo a una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que las magnitudes de las fuerzas verticales siguen un sistema predeterminado. Utiliza el método de las dovelas para calcular la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla. Esto permite desarrollar una relación entre el coeficiente sísmico y el factor de seguridad. El factor de seguridad estático corresponde al caso de cero coeficiente sísmico. Satisface todas las condiciones de equilibrio; sin embargo, la superficie de falla correspondiente es muy diferente a la determinada utilizando otros procedimientos más convencionales.
Elementos finitos	Cualquier forma de la superficie de falla.	Analiza esfuerzos y deformaciones	Satisface todas las condiciones de esfuerzo. Se obtienen esfuerzos y deformaciones en los nodos de los elementos, pero no se obtiene un factor de seguridad.
Espiral logarítmica	Espiral logarítmica	Momentos y fuerzas.	Existen diferentes métodos con diversas condiciones de equilibrio.

Tabla 15. Métodos de análisis de estabilidad de taludes.

En la Figura 30 se muestra un cuadro que recoge la clasificación de los métodos de cálculo de estabilidad de taludes.

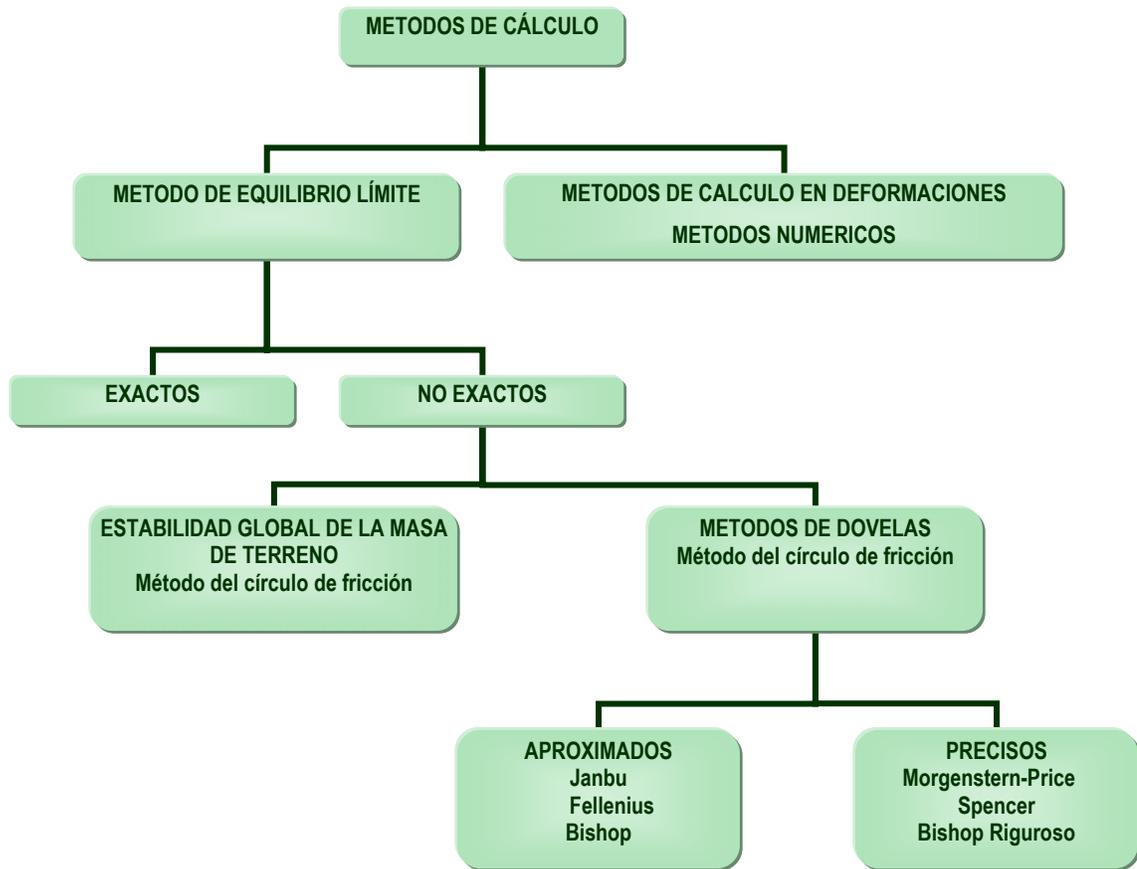


Figura 30. Clasificación de los métodos de cálculo de estabilidad de taludes.

#### 4. Métodos de análisis.

##### a. Método de equilibrio limite.

Los métodos de equilibrio límite son mucho mas utilizados que los métodos de cálculo en deformaciones a pesar de que estos proporcionan mucho mas completo de la estabilidad del talud. Esto es debido a que los métodos de cálculo en deformaciones son mucho más largos y costosos en su ejecución, y a que los métodos de equilibrio límite están ampliamente contrastados en la práctica y se conocen sus límites y grados de confianza.

En la casi generalidad de los métodos de equilibrio limite la seguridad de un determinado talud se cuantifica por medio del factor (o coeficiente) de seguridad, FS, que se define como el

coeficiente entre la resistencia al corte en la superficie de deslizamiento y la necesaria para mantener el equilibrio estricto de la masa deslizante.

Si se asume que la resistencia al corte en la superficie de deslizamiento sigue la ley lineal de Mohr-Coulomb, los métodos de equilibrio límite aplican las ecuaciones de la estática a la masa deslizante suponiendo que los parámetros resistentes del terreno (la cohesión  $c$ , y la tangente del ángulo de rozamiento interno  $\tan \varphi$ ) se encuentran divididos por el factor de seguridad FS.

Excepto en los casos en los que la geometría de las posibles superficies de deslizamiento permite el uso de métodos exactos, los métodos de cálculo empleados son, casi siempre, métodos de dovelas.

## 1) Métodos de dovelas.

Casi la totalidad de los métodos utilizados actualmente se basan en el denominado *de las rebanadas*, que consiste en dividir el macizo potencialmente deslizante en rebanadas verticales, calcular el equilibrio de cada una de ellas, y finalmente analizar el equilibrio global, obteniendo un Factor de Seguridad (FS) que se define como la relación entre fuerzas o momentos resistentes y fuerzas o momentos motores.

El peso de la rebanada ( $W$ ) se descompone en un empuje tangencial ( $W_T$ ) y otro vertical ( $W_N$ ), paralelo y normal, respectivamente, a la base de aquella.  $W_T$  origina una tensión cortante, a la que se opone la propia resistencia al corte ( $s$ ) del terreno, definida por la cohesión y la fuerza normal ( $W_N$ ) disminuida en la presión intersticial ( $u$ ). Las fuerzas  $V$  y  $H$ , con sus subíndices, definen la interacción entre rebanadas, y es la evaluación de estas reacciones internas lo que establece la diferencia fundamental entre los métodos (Figura 31). Si las circunstancias así lo requieren puede ser necesario considerar la incidencia de sobrecargas, fijas o temporales, las fuerzas de filtración a través del macizo, así como las acciones sísmicas.

Una vez calculado FS para una determinada curva de rotura potencial, se repite el proceso para otra distinta, y así sucesivamente hasta obtener un mínimo para FS, suponiéndose entonces que esta será la curva pésima. Como puede fácilmente deducirse, en cálculo manual el proceso es lento y tedioso, prestándose a errores durante la manipulación de tan gran número de parámetros, y quedando siempre la incertidumbre de si el valor del FS que estimamos final es

realmente el mínimo, o todavía podemos encontrar otra curva que lo minimice más, y aunque hay procedimientos para ir acotando progresivamente los FS, se necesita un número significativamente elevado de horas de trabajo para llegar a un valor fiable.

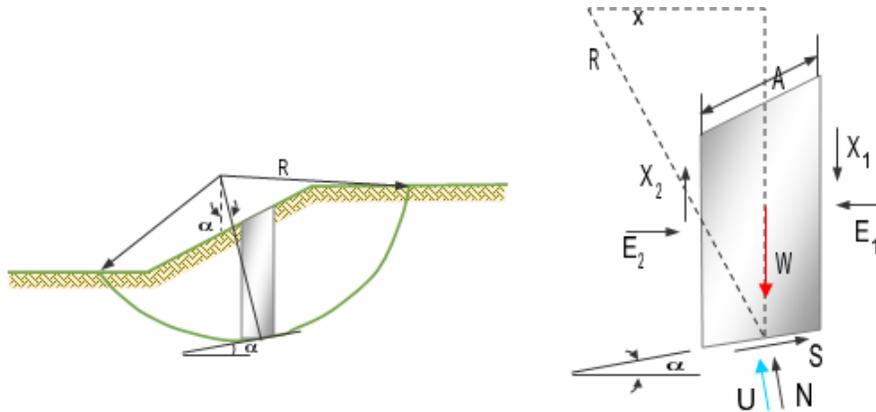


Figura 31. Principio de los métodos de rebanadas.

Con el cálculo electrónico el procesamiento es prácticamente instantáneo, y permite analizar un gran número de alternativas, por lo que el valor mínimo de FS puede acotarse dentro de un intervalo razonablemente aceptable en un tiempo muy corto.

La gran utilización que tienen actualmente los métodos de dovelas se debe a que se pueden aplicar a una gran generalidad de problemas con un grado razonable de exactitud en la mayoría de los casos. Permiten considerar la acción de presiones intersticiales, la existencia de cargas externas actuando sobre el talud, la existencia de materiales de distintas características y, en muchos casos, son aplicables a superficies de rotura de cualquier forma.

Los Principales métodos aproximados de dovelas son:

### a) Método Estático de Bishop.

El método de Bishop divide la masa de suelo ABCD en dovelas verticales como se muestra en la Figura 32.

Donde  $h_w$  es la carga de depresión de poro.

Las fuerzas que actúan en cada una de las dovelas son evaluadas por medio del equilibrio limite (se considera que un talud se encuentra en equilibrio limite de falla cuando  $FS=1$ ,

es decir que las fuerzas que tienden a provocar el movimiento son iguales a las que tienden a detenerlo).

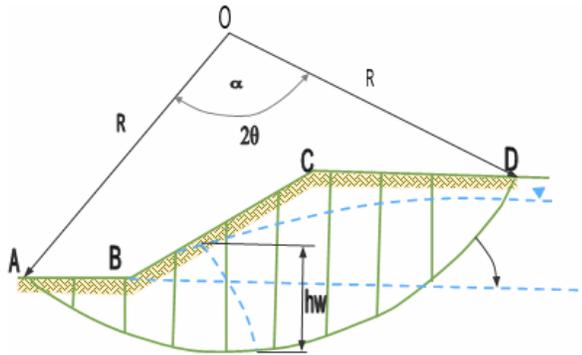


Figura 32. División de un talud en dovelas.

En la Figura 33 se muestra las fuerzas que actúan en cada una de las dovelas, para un espesor unitario de talud, y estas son:

$W_i$ : el peso de la dovela

$E_1$  y  $E_2$ = fuerzas normales entre dovelas

$X_1$  y  $X_2$ = fuerzas normales entre dovelas

$N_i$ = fuerza normal de reacción en la base de la dovela

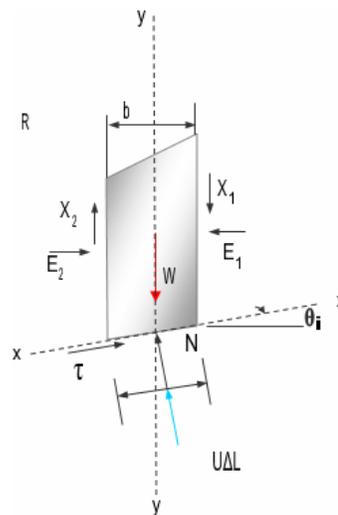


Figura 33. Fuerzas que actúan en un talud.

$\Delta L_i$ = Longitud de la dovela a lo largo el eje x-x

b: Proyección horizontal de  $\Delta L$

U: presión de poros

$\theta_i$ : ángulo de forma del eje x con la horizontal T

$\tau_i$ : fuerza cortante a lo largo de la base de la dovela

El método considera que en condiciones uniformes y cuando la relación de presión de poros ( $r_u = \frac{U}{\gamma_s h}$ ) es constante, las fuerzas interdovelas tangenciales y normales son iguales y opuestas, esto es:  $X_1 = X_2$ , y  $E_1 = E_2$ . Haciendo equilibrio respecto al eje x, y asumiendo valores positivos hacia la derecha, se tiene:

$$\tau - w_i \text{sen}(\theta) = 0$$

O también

$$\tau = w_i \text{sen}(\theta) \quad \text{(Ecuación 21)}$$

Si se asume que el talud no se encuentra en el límite de falla, entonces  $FS > 1$ , la fuerza tangencial  $f_t$  es igual a la resistencia cortante en la base de la dovela, dividida por  $F_s$ , esto es.

$$\frac{c\Delta L_i + N_i \tan(\phi)}{FS} = w_i \text{sen}(\theta_i) \quad \text{(Ecuación 22)}$$

Igualando en la ecuación 21 se tiene:

$$\tau = \frac{c\Delta L_i + N_i \tan(\phi)}{FS} \quad \text{(Ecuación 23)}$$

Despejando FS se tiene:

$$FS = \frac{c\Delta L_i + N_i \tan(\phi)}{w_i \text{sen}(\theta_i)} \quad (\text{Ecuación 24})$$

El análisis anterior es válido para una dovela, el valor FS para todas las dovelas a lo largo del círculo de falla viene dado por la ecuación:

$$FS = \frac{\sum[c\Delta L_i + N_i \tan(\phi)]}{\sum[w_i \text{sen}(\theta_i)]} \quad (\text{Ecuación 25})$$

Haciendo equilibrio respecto al eje y, asumiendo signo positivo hacia arriba y considerando que  $FS > 1$  de la Figura 32 se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$X_2 - X_1 + N_i \tan(\phi) + U\Delta L_i + \tau_i \text{sen}(\theta_i) \quad (\text{Ecuación 26})$$

Como  $X_2 = X_1$  y sustituyendo:

$$\tau_i = \frac{[c\Delta L_i + N_i \tan(\phi)]}{FS} \quad (\text{Ecuación 27})$$

$$N_i \tan(\phi) + U\Delta L_i + \frac{[c\Delta L_i + N_i \tan(\phi)]}{FS} \text{sen}(\theta_i) - w_i = 0 \quad (\text{Ecuación 28})$$

Despejando  $N_i$  se tiene lo siguiente:

$$N_i \cos(\theta_i) + \frac{N_i \tan(\phi) \text{sen}(\theta_i)}{FS} = w_i - U\Delta L_i \cos(\theta_i) + \frac{c\Delta L_i \text{sen}(\theta_i)}{FS} \quad (\text{Ecuación 29})$$

Donde

$$N_i = \frac{w_i - U \Delta L_i \cos(\theta_i) - \frac{c \Delta L_i \operatorname{sen}(\theta_i)}{FS}}{\cos(\theta_i) + \frac{\tan(\phi) \operatorname{sen}(\theta_i)}{FS}} \quad (\text{Ecuación 30})$$

Sustituyendo  $\Delta L_i = B / \cos(\theta_i)$  y en  $N_i$  en la ecuación 25 se obtiene el factor de seguridad como sigue

$$FS = \frac{1}{\sum w_i \operatorname{sen}(\theta_i)} \sum \frac{[c.b + (w_i - U.b) \tan(\phi)] \sec(\theta_i)}{1 + \frac{\tan(\theta_i) \tan(\phi)}{FS}} \quad (\text{Ecuación 31})$$

La ecuación 28 Debe usarse como un proceso de aproximaciones sucesivas para hallar solución. Este proceso inicia asumiendo un valor de prueba para FS, en el miembro derecho de la ecuación, a la vez, las propiedades  $c$ ,  $\phi$  y la geometría del talud, son sustituidas por la ecuación. Si ambos lados de la ecuación son iguales, se confirma en valor FS, pero si el valor calculado difiere apreciablemente del asumido, se realiza una segunda aproximación hasta que ambos lados de la ecuación sean iguales. Entonces se tiene un factor de seguridad satisfactorio.

Al hacer la sustitución del denominador de la ecuación 28 por una variable que se denominará  $M_i$ , se tendrá lo siguiente:

$$M_i = \cos \theta_i \frac{1 + \tan(\theta_i) \tan(\phi)}{FS}$$

Sustituyendo  $M_i$ , en la ecuación 28 Se escribe como sigue:

$$FS = \frac{1}{\sum w_i \text{sen}(\theta_i)} \sum \frac{(cb + (w_i - Ub) \tan(\phi))}{M_i} \quad (\text{Ecuación 32})$$

La forma de encontrar FS en la ecuación 32 es la siguiente:

- 1) Se asume un valor de FS para calcular el valor de  $\tan(\phi)/FS$ , con el objetivo de encontrar este valor en la curva correspondiente.
- 2) En el eje de las abscisas de la Figura 34 se busca el valor de  $\theta_i$ , luego se traza una vertical en ese punto y se intercepta la curva que corresponde al valor de  $\tan(\phi)/FS$  del paso anterior. A partir del punto  $\theta_i$  y  $\tan(\phi)/FS$ , se traza una horizontal para interceptar el eje de las ordenadas de la figura, al cual corresponde el valor de  $M_i$ , que aparece en la ecuación.
- 3) Al sustituir el valor de  $M_i$  en la ecuación 33 se obtiene el valor de FS. El valor real de FS, es aquel en el cual ambos lados de la ecuación 32 sean iguales. Si ambos lados de la ecuación difieren apreciablemente (mayor que 3%) se repiten los pasos anteriores hasta encontrar la igualdad.

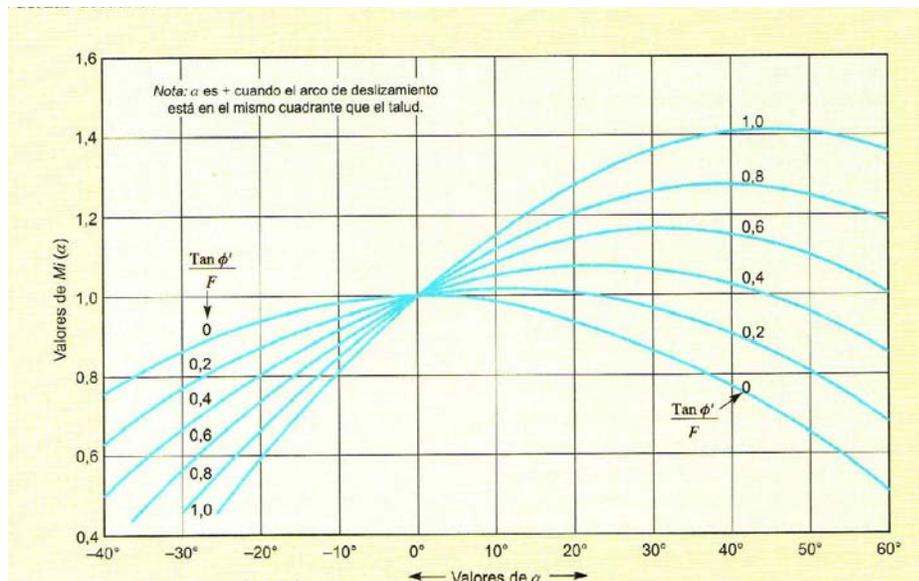


Figura 34. Gráfico para la determinación de  $M_i(\theta_i)$

## b) Método Sueco.

Este método asume superficies de falla circulares, divide el área de falla en tajadas verticales, obtiene las fuerzas actuantes y resultantes para cada tajada y con la sumatoria de estas fuerzas obtiene el Factor de Seguridad.

Existen diferentes procedimientos para aplicar este método a los distintos tipos de suelo, estos son:

### 1) Suelos puramente cohesivos ( $\Phi = 0$ ; $c \neq 0$ ).

Para un talud homogéneo en cuyo suelo de cimentación la resistencia al esfuerzo cortante puede expresarse con la ley  $\tau = c$  donde  $c$  es la cohesión como parámetro de resistencia. Este caso se aplica a las condiciones iniciales de un talud en un suelo fino.

$$Mr = cLR \quad (\text{Ecuación 33})$$

En el instante de la falla incipiente  $M_m = M_r$  de ahí que la  $\sum wd = cLR$ .

Si el Factor de Seguridad se define como la relación entre el momento resistente y el momento motor, entonces se tiene lo siguiente:

$$F_s = \frac{Mr}{Mm}, \text{ o } F_s = \frac{cLR}{\sum wd} \quad (\text{Ecuación 34})$$

A partir de la experiencia, el valor de 1.5 para el factor de seguridad ( $F_s$ ) se acepta para que el talud sea estable. Así, se cumplirá que la superficie hipotética seleccionada  $F_s \geq 1.5$ . sin que de algún modo este garantizado que la superficie de falla escogida sea la que represente las condiciones de falla mas criticas del talud en estudio. Siempre existirá la posibilidad de que el  $F_s$  resulte menor al adoptar otra superficie de falla. Esto hace que en el método descrito se hagan distintos tanteos, para lo cual será necesario considerar otras superficies de falla de diferentes radios y centros, y se calcula el correspondiente factor de seguridad y se verifica que el  $F_s$  mínimo encontrado sea mayor que el valor establecido por la norma vigente. En la práctica

resulta recomendable fijar el  $F_s$  mínimo, encontrando primeramente el círculo crítico de lo que pasen por el pie del talud y después el círculo de falla crítico en falla de base; el círculo crítico del talud será aquel en donde se calcule el menor factor de seguridad de los dos tipos de falla.

## 2) Suelos con cohesión y fricción ( $c \neq 0$ ; $\phi \neq 0$ ).

Análisis con esfuerzos totales, se aplica a todos los suelos cuya ley de resistencia al esfuerzo cortante sea la siguiente:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

(Ecuación 35)

La aplicación del método sueco teniendo como parámetros de resistencia la cohesión ( $c$ ) y la fricción ( $\phi$ ), propone un círculo de falla, de ancho unitario, el cual se divide en dovelas del modo indicado en la Figura 35; el número de dovelas mínimas pueden ser cinco, pero a mayor número de dovelas los resultados son más confiables. El equilibrio de cada dovela se analiza como se muestra en la Figura 35.

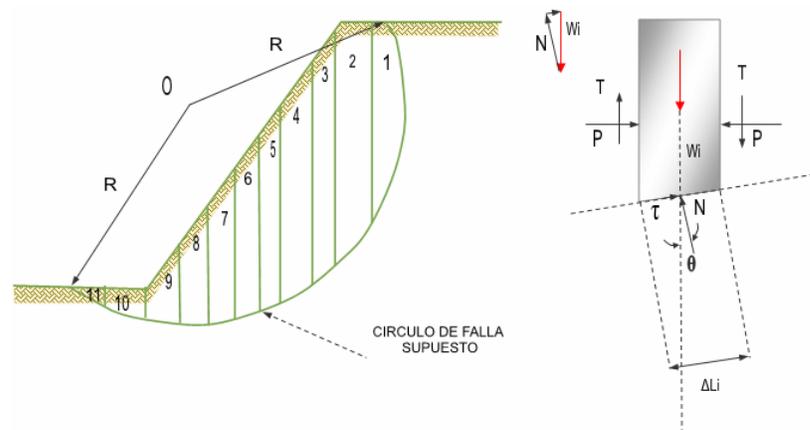


Figura 35. Procedimiento de las dovelas.

Donde  $w_i$  es el peso de la dovela de espesor unitario. Las fuerzas  $N_i$  y  $T_i$  son las reacciones normal y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento  $\Delta L_i$ . Las dovelas adyacentes a la  $i$ -ésima, bajo estudio ejercen ciertas acciones sobre estas, que pueden

representarse por las fuerzas normales  $P_1$  y  $P_2$  y por las tangenciales  $T_1$  y  $T_2$ . Se hace la hipótesis de que el efecto de las fuerzas  $P_1$  y  $P_2$  se contrarrestan, es decir las fuerzas son iguales, colineales y contrarias. También se acepta que el momento producido por las fuerzas  $T_1$  y  $T_2$  que se considera de igual magnitud es despreciable. Esta hipótesis equivale a considerar que cada dovela actúa en forma independiente a las demás y que  $N_i$  y  $T_i$  equilibran a  $w_i$ .

El momento motor debido al peso de las dovelas puede calcularse como:

$$Mm = R \sum (T_i) \quad \text{(Ecuación 36)}$$

La componente normal del peso de la dovela,  $N_i$ , pasa por O, debido a que la superficie de falla es un arco de circunferencia, por tanto no hay momento de los  $N_i$  respecto a este punto. Si en la corona del talud existen sobrecargas, el momento deberá calcularse por la ecuación 36:

$$Mm = R \sum (T_i) + Pd$$

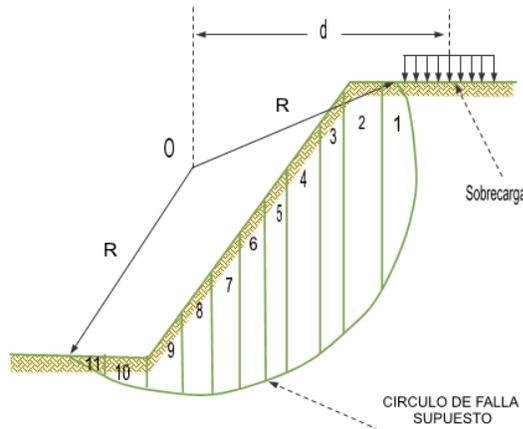


Figura 36. Consideración de sobrecargas en la corona del Talud.

El momento resistente se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y equivale a

$$Mr = R \sum \tau_i \Delta L_i \quad \text{(Ecuación 37)}$$

Calculados el momento de resistencia y el momento motor puede definirse el factor de seguridad como la relación entre el momento resistente entre el momento motor

$$FS = \frac{Mr}{Mm} = \frac{\sum \tau_i \Delta L_i}{\sum P_i} \quad (\text{Ecuación 38})$$

El procedimiento descrito es aplicado a círculos de falla que pasen por la base y el pie del talud.

## 2) Suelos con cohesión y fricción ( $c \neq 0$ ; $\Phi \neq 0$ )

Basados en los esfuerzos efectivos la ley de resistencia al esfuerzo cortante es la siguiente:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (\text{Ecuación 39})$$

esta se obtiene haciendo una prueba triaxial lenta.

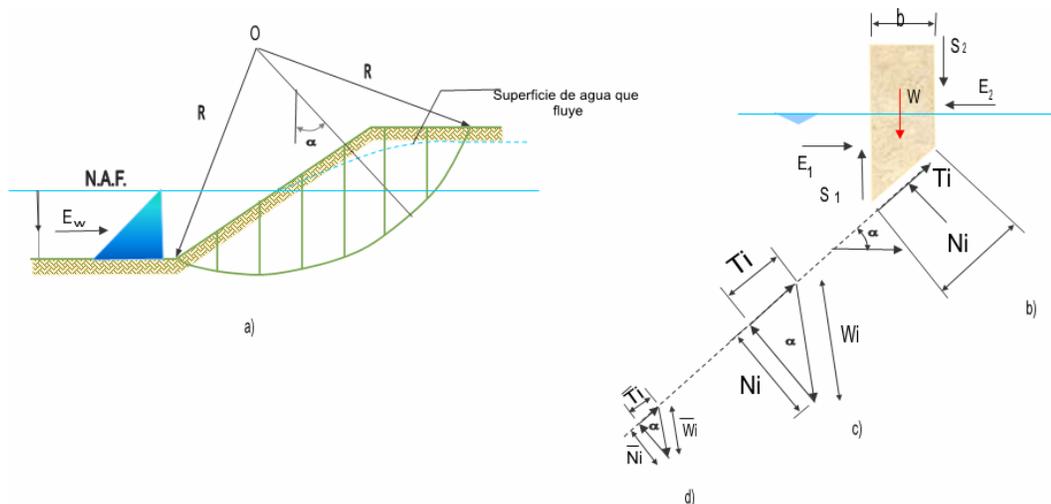


Figura 37. Aplicación del método Sueco a taludes con flujo y parcialmente bajo N.A.F.

En la Figura 37 aparece un talud parcialmente sumergido sujeto a un flujo y con un tirante de agua en su exterior. Suponiendo un círculo de falla tentativo aplicando el método sueco o de

las dovelas Figura 36b, indicando las fuerzas actuantes. De acuerdo con las hipótesis originales las fuerzas totales normal y tangencial en la base de la dovela están indicadas en el grafico 36c, de donde se obtiene que  $N_i$ .

$$N_i = w_i \cos \alpha \quad (\text{Ecuación 40})$$

Donde  $w_i$  es el peso total de la dovela de ancho  $b$ , calculado en base a su  $\gamma_s$  saturado abajo del nivel del agua y quizás no saturado sobre el mismo. En el caso de que si la dovela esta totalmente cubierta por agua, el peso del agua sobre la dovela deberá incluirse en  $w_i$ , puesto que este es el peso total (suelo y agua) arriba de la base de la dovela considerada.

Con  $N_i$ , y  $\cos \alpha = \frac{b}{\Delta L_i}$ , el esfuerzo normal en la base de la dovela podrá calcularse como:

$$\sigma = \frac{N_i}{\Delta L_i} = \frac{w_i \cos \alpha}{\Delta L_i} = \frac{w_i \cos^2 \alpha}{b} \quad (\text{Ecuación 41})$$

Puesto que se conoce la presión del agua en la base de la dovela el esfuerzo normal efectivo se evalúa así:

$$\sigma = \sigma_1 - u = \frac{N_i}{\Delta L_i} = \frac{w_i \cos^2 \alpha}{b} - u \quad (\text{Ecuación 42})$$

Con este valor se entra en la envolvente de resistencia y podrá obtenerse un valor  $\tau_i$  en la base de la dovela.

Una vez obtenido este valor podrá calcularse el momento resistente a la superficie de deslizamiento, por medio de la expresión:

$$M_r = R \sum \tau_i \Delta L_i \quad (\text{Ecuación 43})$$

El momento motor ha de evaluarse a través del peso total de las dovelas, incluyendo suelo y agua contenida en el.

$$Mm = R \sum w_i \text{sen} \alpha \quad (\text{Ecuación 44})$$

Si existe un tirante de agua en la parte exterior del talud el momento motor sería

$$Mm = R \sum (w_i - z b \gamma_w) \text{sen} \alpha \quad (\text{Ecuación 45})$$

Donde z es el desnivel entre el agua fuera del talud y la base de cada dovela. Al igual que para el análisis de esfuerzos totales se define un factor de seguridad

$$FS = \frac{Mr}{Mm} = \frac{R \sum \pi \Delta L i}{R \sum w_i \text{sen} \alpha} \quad (\text{Ecuación 46})$$

Y también se llegara al círculo crítico por medio de tanteos.

### 3) Suelos estratificados.

En la practica, taludes están formados por diferentes estratos de suelos, como se muestra en la Figura 38 el cual esta conformado por tres estratos: el primero I suelo puramente friccionante, el segundo II de suelo friccionante y cohesivo y el tercero III formado por suelo puramente cohesivo, considerando una masa de suelo deslizante correspondiente a un círculo supuesto por dovelas. El peso de cada dovela se obtiene sumando las áreas parciales de cada estrato por el peso específico correspondiente. Las dovelas cuya base caiga entre los estratos I y II, en el caso de la Figura 38, estas deberán tratarse aplicando las ecuaciones 33 y 34 para suelos cohesivos friccionantes y trabajando cada caso con la ley de resistencia al esfuerzo cortante del suelo de que se trate para obtener los momentos motores y momentos resistentes

parciales. La zona correspondiente al estrato III, siempre con referencia a la Figura 38 Se calcula con las formulas 29 y 30 para suelos cohesivos homogéneos, obteniendo de esta forma los momentos resistentes y motores parciales. Los momentos motores y resistentes totales se obtienen de la suma de los parciales calculados y con ello se calcula el factor de seguridad mínimo ( $F_{s_{min}}$ ).

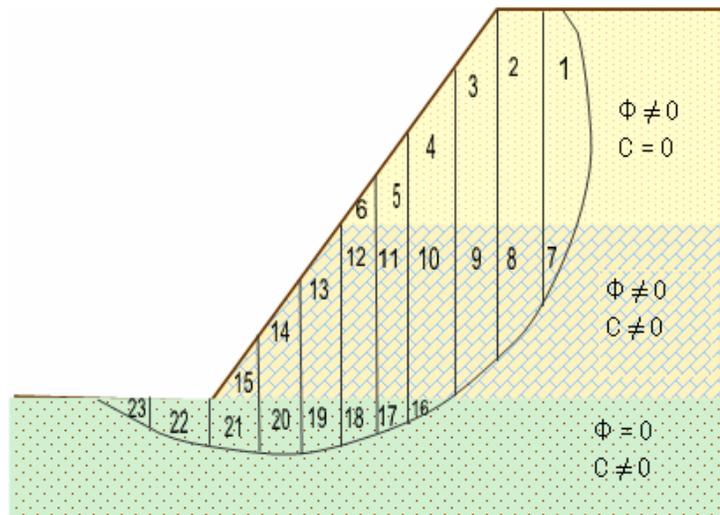


Figura 38. Aplicación del método sueco a taludes en suelos estratificados.

#### 4) Consideración de las fuerzas sísmicas<sup>7</sup>.

El análisis de estabilidad de taludes con fuerza sísmica, consiste en considerar las cargas producidas por un sismo, en forma de fuerzas estáticas. Solamente se analizan dos componentes de la aceleración: una en la dirección vertical y otra en la dirección horizontal.

Las fuerzas sísmicas que se toman en cuenta para realizar el análisis sísmico son: la fuerza sísmica horizontal ( $K_h \cdot W_i$ ) como se muestra en la Figura 39. Ambas fuerzas están en función del peso  $w_i$  de la dovela así como los coeficientes sísmicos ( $K_h$ ,  $K_v$ ).

Las fuerzas normales ( $N_i$ ) y fuerzas tangenciales ( $T_i$ ) que se generan en la base de las dovelas debidas al peso  $w_i$  y a las fuerzas sísmicas ( $K_h \cdot W_i$ ,  $K_v \cdot W_i$ ) se obtienen como sigue:

<sup>7</sup> Alvarenga, Fredy Alexander y otros, Estabilidad de Taludes. Aplicación de las graficas de Taylor a los suelos Comunes de El Salvador, trabajo de Graduación, UES, 1999 pag. 149

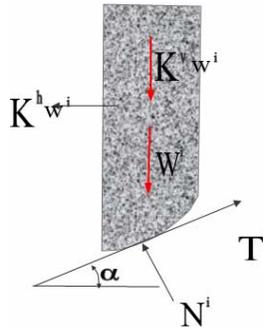


Figura 39. Método de Fellenius considerando fuerzas sísmicas.

En la dovela de la Figura 39 Se indican las fuerzas componentes sísmicas en dirección horizontal y vertical o fuerzas motoras, además las fuerzas que se generan por la acción de ellas, principalmente las fuerzas tangenciales asimismo la variación normal sobre la superficie de falla, la cual se supone cilíndrica.

Haciendo la suma de todas las fuerzas en la dirección perpendicular a la base de la dovela y considerando hacia abajo, se tiene que

$$K_v w_i \cos \theta_i + w_i \cos \theta_i - N_i - K_h w_i \cos \theta_i = 0 \quad (\text{Ecuación 47})$$

$$N_i = (1 + K_v) w_i \cos \theta_i + K_v w_i \sin \theta_i \quad (\text{Ecuación 48})$$

En dirección paralela a la base de la dovela y positivo en la dirección del deslizamiento se tendrá lo siguiente

$$K_v w_i \sin \theta_i + w_i \sin \theta_i - T_i - K_h w_i \cos \theta_i = 0 \quad (\text{Ecuación 49})$$

$$T_i = (1 + K_v) w_i \sin \theta_i + K_h w_i \cos \theta_i \quad (\text{Ecuación 50})$$

El momento resistente ( $M_r$ ) y el momento motor ( $M_m$ ), son los siguientes:

$$Mr=R\sum(\tau_i\Delta L_i) \quad \text{(Ecuación 51)}$$

$$Mm=R\sum Ti \quad \text{(Ecuación 52)}$$

Si el esfuerzo cortante esta dado por la expresión

$$\tau=c+\sigma_1 \tan \phi \quad \text{(Ecuación 53)}$$

Considerando que la dovela tiene un ancho unitario en dirección perpendicular al papel, se obtiene el momento resistente dado por la expresión

$$Mr=R\sum(c+\sigma_1 \tan \phi)\Delta L_i \quad \text{(Ecuación 54)}$$

$$Mr=R\sum\left(c+\frac{N_i}{\Delta L_i} \tan \phi\right)\Delta L_i \quad \text{(Ecuación 55)}$$

$$Mr=R\sum(c\Delta L_i+N_i \tan \phi) \quad \text{(Ecuación 56)}$$

Sustituyendo la ecuación 37 en la ecuación anterior

$$Mr=R\sum(c\Delta L_i+((1+K_v)w_i \text{sen} \theta_i -K_h w_i \text{cos} \theta_i) \tan \phi) \quad \text{(Ecuación 57)}$$

Sustituyendo la ecuación 50 en la ecuación 52 se obtiene el momento motor así:

$$Mm=R\sum(1+K_v)w_i \text{sen} \theta_i +K_h w_i \text{cos} \theta_i \quad \text{(Ecuación 58)}$$

El factor de seguridad es igual a la razón del momento resistente entre el momento actuante:

$$FS=\frac{Mr}{Mm} \quad \text{(Ecuación 59)}$$

### c) Método Gráfico de Janbu.

El método simplificado de Janbu usa el método de las dovelas para determinar la estabilidad de la masa de suelo. Está basado en las fuerzas mostradas en la Figura 40 Para el diagrama de cuerpo libre de una dovela típica. El procedimiento simplificado asume que las fuerzas entre dovelas se contrarrestan.

El método de Janbu satisface el equilibrio de fuerzas vertical para cada dovela, así como el equilibrio de fuerzas horizontal para todas las dovelas. El equilibrio de fuerzas vertical para cada dovela está dado por:

$$\sum F_v = (N' + U_\alpha) \cos \alpha + S_m \sin \alpha - W(1 - k_v) - U_\beta \cos \beta - Q \cos \delta = 0 \quad (\text{Ecuación 60})$$

Despejando  $N'$  se tiene

$$N' = \frac{-U_\alpha \cos \alpha - S_m \sin \alpha + W(1 - k_v) + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta}{\cos \alpha} \quad (\text{Ecuación 61})$$

$$S_m = \frac{C + N' \tan \phi}{F} \quad (\text{Ecuación 62})$$

Donde  $C$  y  $N' \tan \phi$  son la cohesión y el ángulo de fricción son los parámetros de resistencia del suelo. Sustituyendo la ecuación 33 en la 32, la fuerza normal efectiva actuando en la base de cada dovela es determinada por

$$N' = \frac{1}{m_\alpha} \left[ W(1 - k_v) - \frac{C \sin \alpha}{F} - U_\alpha \cos \alpha + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta \right] \quad (\text{Ecuación 63})$$

Donde

$$m_\alpha = \cos \alpha \left[ 1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F} \right] \quad (\text{Ecuación 64})$$

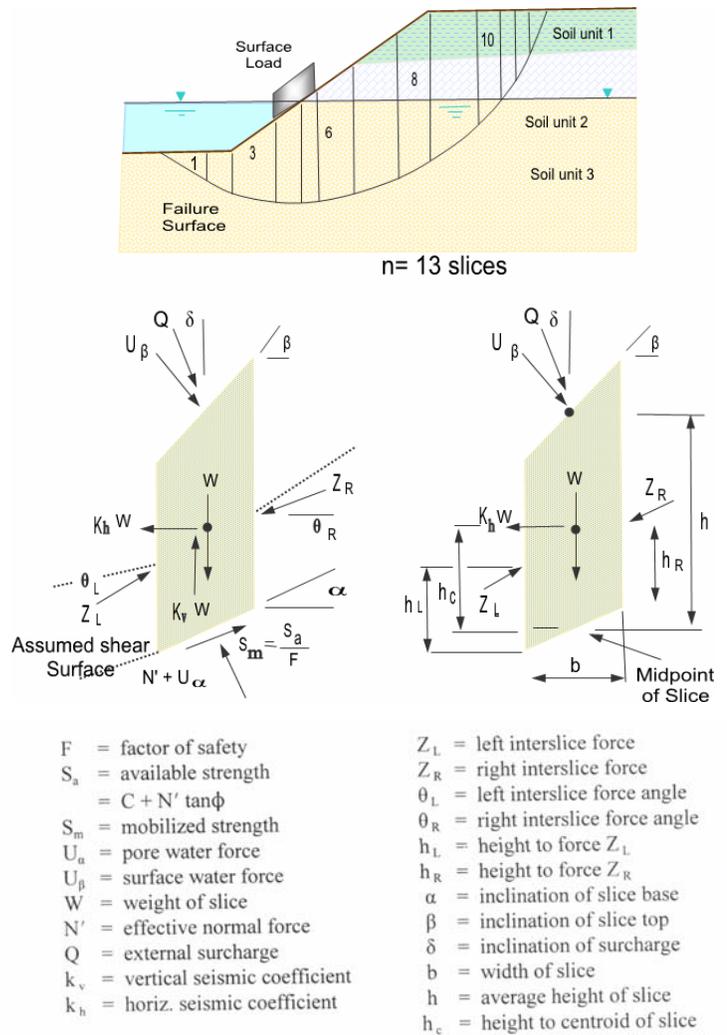


Figura 40. Fuerzas actuando en una dovela

Después, el equilibrio de fuerzas horizontales es evaluado para todas las dovelas. En este caso, para una dovela  $i$ ,

$$[FH]_i = (N' + U_\alpha) \sin \alpha + W k_h - U_\beta \sin \beta - Q \sin \delta - S_m \cos \alpha \quad (\text{Ecuación 65})$$

Luego, sustituyendo  $S_m$  de la ecuación 62, tenemos que el equilibrio de fuerzas horizontal esta dado por

$$\sum_{i=1}^n [F_H]_i = \sum_{i=1}^n [(N' + U_\alpha) \sin \alpha + Wk_v - U_\beta \sin \beta] - \sum_{i=1}^n \left[ Q \sin \delta + \frac{C + N' \tan \phi}{F} \cos \alpha \right] = 0$$

Obtenemos

$$\sum_{i=1}^n [(N' + U_\alpha) \sin \alpha + Wk_h - U_\beta \sin \beta - Q \sin \delta] = \sum_{i=1}^n \left[ \frac{1}{F} (C + N' \tan \phi) \cos \alpha \right] \quad (\text{Ecuación 66})$$

Luego si cada dovela tiene el mismo factor de seguridad, F,

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [C + N' \tan \phi] \cos \alpha}{\sum_{i=1}^n A_4 + \sum_{i=1}^n N' \sin \alpha} \quad (\text{Ecuación 67})$$

Donde N' esta dado por la ecuación 63, y el termino A<sub>4</sub> esta dado por

$$A_4 = U_\alpha \sin \alpha + Wk_h - U_\beta \sin \beta - Q \sin \delta \quad (\text{Ecuación 68})$$

El valor del Factor de Seguridad es calculado multiplicando el F calculado por un factor de modificación  $f_0$

$$FS_{\text{Janbu}} = f_0 * F$$

Este factor de modificación esta una función de la geometría del talud y los parámetros de resistencia del suelo. La Figura 41 muestra la variación de los valores de  $f_0$  en función de la geometría y el tipo de suelo.

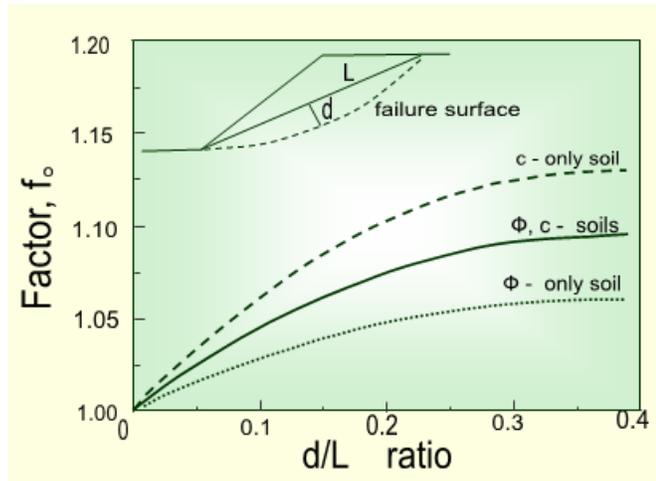


Figura 41. Factor de modificación para el método simplificado de Janbu.

También se puede calcular el factor de modificación mediante la fórmula

$$f_o = 1 + b_1 \left[ \frac{d}{L} - 1.4 \left( \frac{d}{L} \right)^2 \right] \quad \text{(Ecuación 69)}$$

Donde  $b_1$  varía de acuerdo al tipo de suelo: suelos con cohesión (c):  $b_1 = 0.69$

Suelos friccionantes ( $\Phi$ ):  $b_1 = 0.31$

Suelos con cohesión y fricción:  $b_1 = 0.50$

## b. Método de tablas o número de estabilidad.

Para taludes simples homogéneos se han desarrollado tablas que permiten un cálculo rápido del Factor de Seguridad. Existe una gran cantidad de tablas desarrolladas por diferentes Autores. La primera de ellas fue desarrollada por Taylor en 1937 y 1948, las cuales son aplicables solamente para análisis de esfuerzos totales, debido a que no considera presiones de poro. Desde entonces varias tablas han sido sucesivamente presentadas por Bishop y Morgenstern (1960), Hunter y Schuster (1968), Janbú (1968), Morgenstern (1963), Spencer (1967), Terzaghi y Peck (1967) y otros, las cuales se resumen en la Tabla 16.

AUTOR	PARÁMETROS	INCLINACIÓN DE TALUD	MÉTODO ANALÍTICO UTILIZADO	OBSERVACIONES
Taylor (1948)	cu c, $\phi$	0-90° 0-90°	$\phi = 0$ Círculo de fricción	Análisis no drenado. Taludes secos solamente.
Bishop y Morgenstern (1960)	c, $\phi$ , ru	11-26.5°	Bishop	Primero en incluir efectos del agua.
Gibsson y Morgenstern (1960)	cu	0-90°	$\phi = 0$	Análisis no drenado con cero resistencia en la superficie y cu aumenta linealmente con la profundidad.
Spencer (1967).	c, $\phi$ , ru	0-34°	Spencer	Círculos de pie solamente
Janbú (1968)	cu c, $\phi$ , ru	0-90°	$\phi = 0$ Janbú GPS	Una serie de tablas para diferentes efectos de movimiento de agua y grietas de tensión.
Hunter y Schuster (1968)	cu	0-90°	$\phi = 0$	Análisis no drenado con una resistencia inicial en la superficie y cu aumenta linealmente con la profundidad.
Chen y Giger (1971)	c, $\phi$	20-90°	Análisis límite	
O'Connor y Mitchell (1977)	c, $\phi$ , ru	11-26°	Bishop	Bishop y Morgenstern (1960) extendido para incluir $N_c = 0.1$
Hoek y Bray (1977)	c, $\phi$ c, $\phi$	0-90° 0-90°	Círculo de fricción Cuña	Incluye agua subterránea y grietas de tensión. Análisis de bloque en tres dimensiones.
Cousins (1978)	c, $\phi$	0-45°	Círculo de fricción	Extensión del método de Taylor (1948).
Charles y Soares (1984)	$\phi$	26-63°	Bishop	Envolvente de falla no lineal de Mohr-Coulomb.
Barnes (1991) c,	$\phi$ , ru	11-63 o	Bishop	Extensión de Bishop y Morgenstern (1960) para un rango mayor de ángulos del talud.

Tabla 16. Listado de tablas para cálculo de estabilidad de taludes disponibles en la literatura

## 1) Ábacos de Taylor.

El análisis de estabilidad de taludes mediante el método de Taylor (1948) se basa en el “método de círculo de rozamiento”, en el que es necesario realizar diversos tanteos gráficos o analíticos.

A partir de este método, Taylor analizó el problema adimensionalmente para suelos homogéneos, a fin de poder establecer unos ábacos de uso sencillo. Según se considere terreno solo con cohesión (estabilidad a corto plazo en arcillas saturadas, o sea, rotura sin drenaje) o suelos con rozamiento interno, se pueden emplear respectivamente los ábacos de las Figuras 43 Y 44. En el primer caso, para el análisis hay que considerar la presencia de una capa dura que imponga un límite a la profundidad de los círculos de rotura (Ver Figura 42). El ábaco de la Figura 43 relaciona los parámetros  $D$  (relación entre la profundidad de la capa dura y la altura del talud),  $\psi$  (ángulo del talud) y  $N_s$  (coeficiente de estabilidad). A partir de los valores de  $D$  y  $\psi$  se obtienen los valores de  $N_s$  y del coeficiente de seguridad,  $F$ :

$$N_s = \frac{\gamma HF}{c} \quad \Rightarrow \quad F = \frac{c N_s}{\gamma H} \quad (\text{Ecuación 70})$$

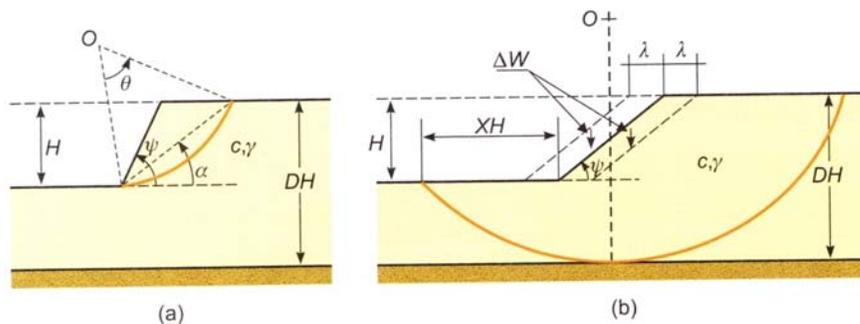


Figura 42. Superficies de rotura: a) círculo de pie, b) círculo de punto medio (Jiménez Salas y otros, 1976)

Donde:

$H$  = altura crítica del talud

$c$  = cohesión

$\gamma$  = peso específico del terreno

$N_s$  = coeficiente de estabilidad

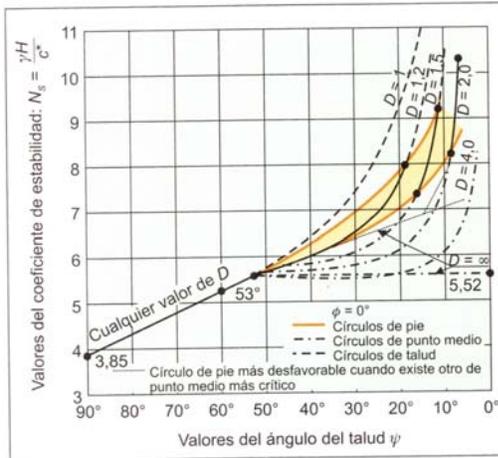


Figura 43. Estabilidad a corto plazo en arcillas saturadas (Jiménez Salas y otros, 1976)

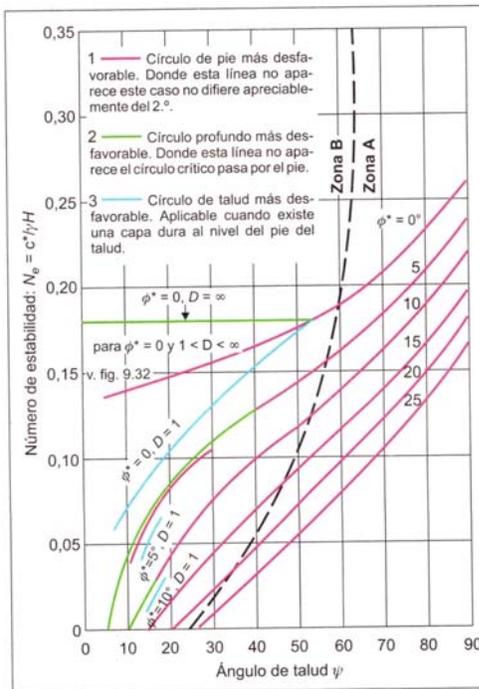


Figura 44. Estabilidad de taludes homogéneos en terrenos con rozamiento interno (Taylor, 1961; Jiménez Salas y otros, 1976). En la zona A el círculo crítico de pie queda totalmente por encima del pie del talud. En la zona B el círculo de pie más desfavorable penetra por debajo del pie del talud.

Los círculos de rotura más desfavorables pueden ser de tipo:

- Círculo de pie: cuando pasan por el pie de talud.
- Círculos de talud: con salida en la cara del talud que cortan el talud.

- Círculos de base o de punto medio: tangentes a la capa dura con centro sobre la vertical del punto medio del talud.

El ábaco de la Figura 44 relaciona  $N_s$  (numero de estabilidad),  $\psi$  (ángulo del talud) y  $\Phi$  para valores de  $\Phi$  entre 0 y  $25^\circ$ .

Si existe un nivel freático a mitad del talud pueden usarse también estos ábacos con un peso específico medio del terreno como se indica en la Figura 45.

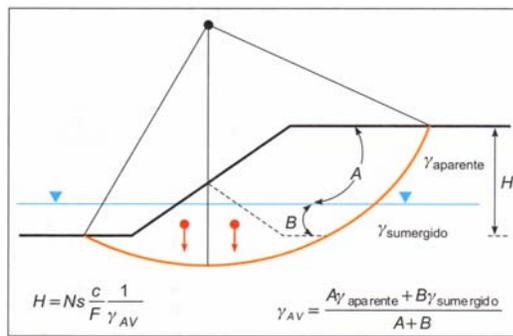


Figura 45. Corrección de peso específico para utilizar los ábacos de Taylor.

## 2) Ábacos de Hoek y Bray (1977).

Los ábacos de Hoek y Bray proporcionan un límite inferior del factor de seguridad, obtenido asumiendo que las tensiones normales en la superficie de deslizamiento se concentran en un único punto.

En la construcción de los ábacos se ha considerado el efecto de las presiones intersticiales debidas a la presencia de un nivel freático en el terreno, que divide el talud en una zona seca y una zona saturada.

Se han realizado ábacos para casos de talud totalmente seco, totalmente saturado y para tres casos intermedios con diferentes alturas del nivel freático o línea de saturación (Ver Figura 46 HOEK y BRAY, 1977). En estos últimos se ha supuesto que la línea de saturación coincide con la superficie superior del talud, supuesta horizontal, a una cierta distancia  $x$  del pie del mismo, definida por comparación con la altura del talud. La obtención de la línea de saturación para cada caso se ha hecho mediante la resolución de las ecuaciones propuestas por CASAGRANDE (1934) suponiendo en el terreno la existencia de una red de filtración en régimen estacionario.

Aparte de las consideraciones ya indicadas se han asumido las siguientes simplificaciones:

- El material constitutivo del talud se considera homogéneo en toda la extensión del mismo.

- El círculo de rotura se hace pasar siempre por el pie del talud.

- Se considera la existencia de una grieta de tracción que puede estar situada por encima o por debajo de la cresta del talud.

La situación de la grieta de tracción y del centro del círculo de rotura son las que hacen mínimo el factor de seguridad para cada talud determinado.

En los ábacos proporcionados en la Figura 47 Se ha llamado H a la altura del talud c', a la cohesión efectiva del terreno,  $\phi'$  al ángulo de rozamiento interno efectivo, y al peso específico del terreno y FS al factor de seguridad.

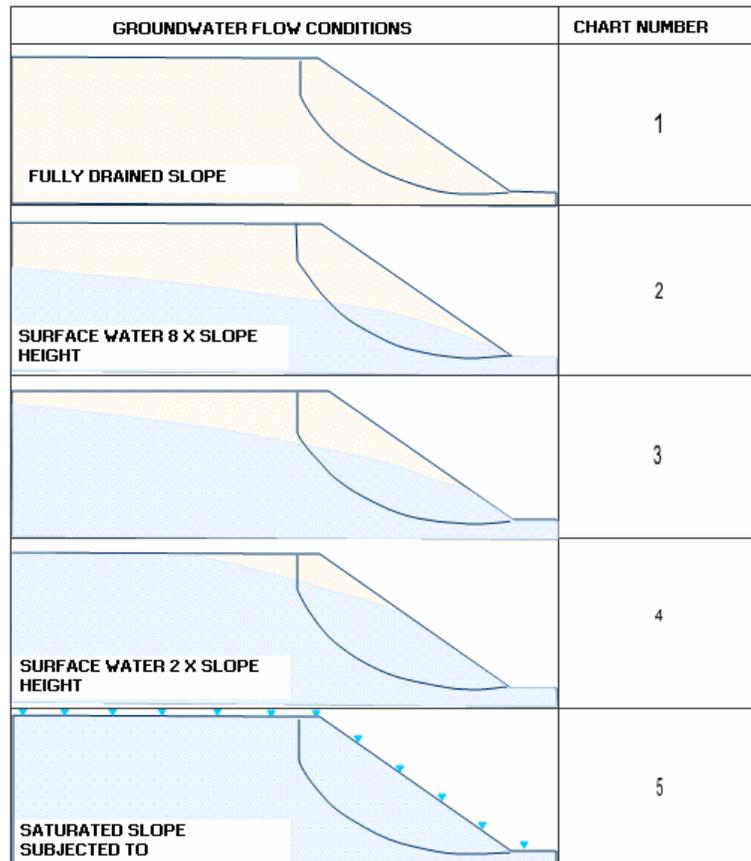
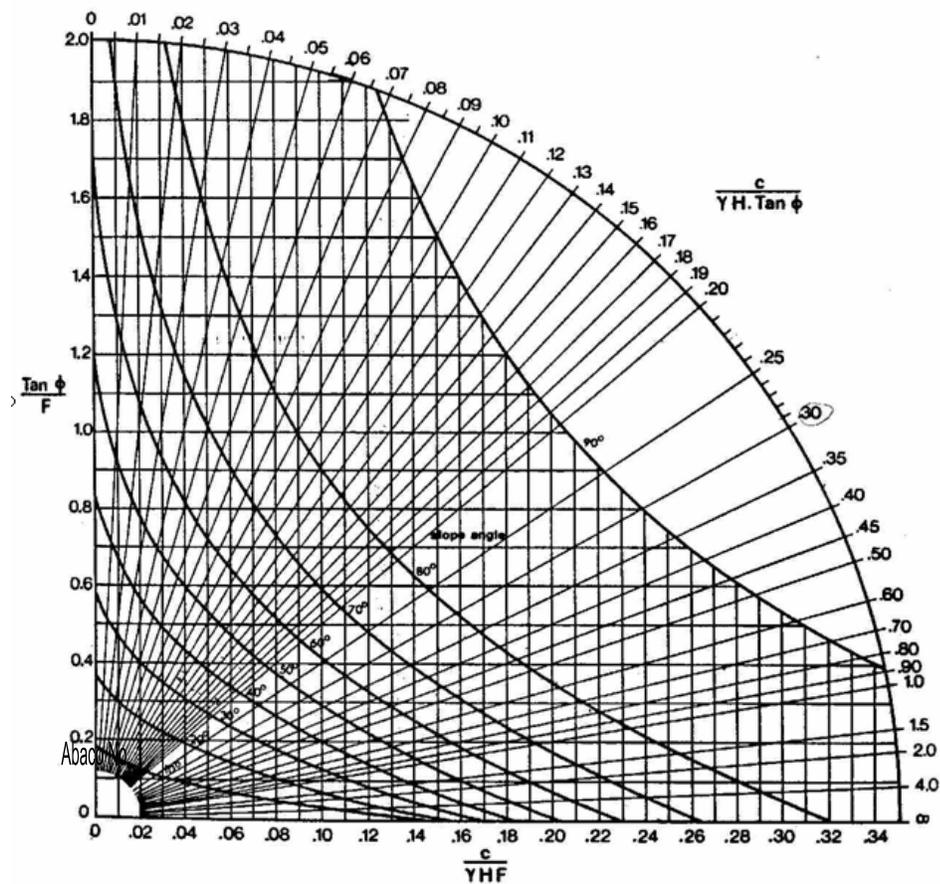
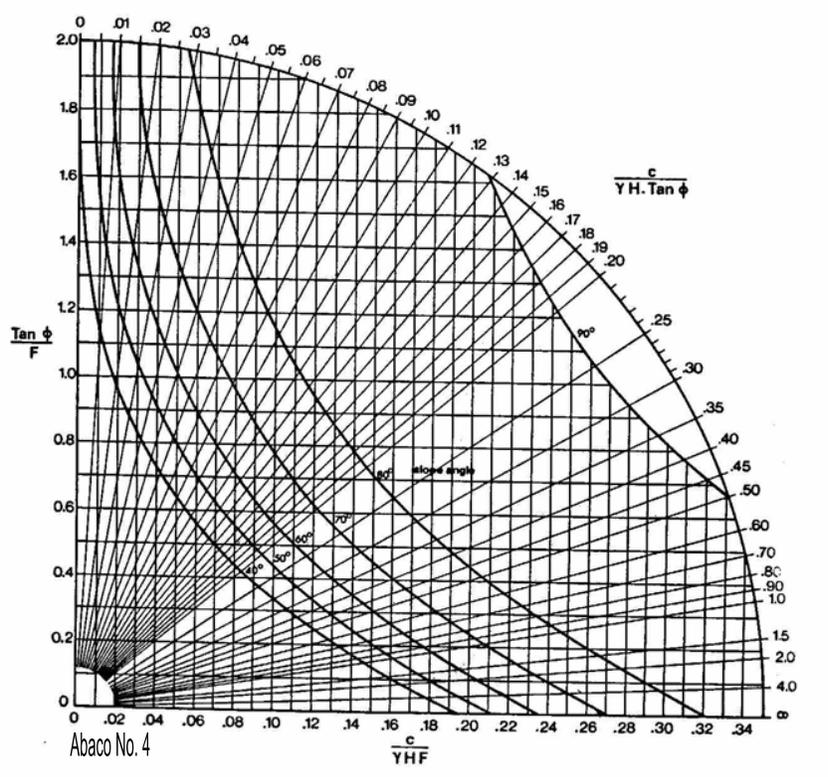
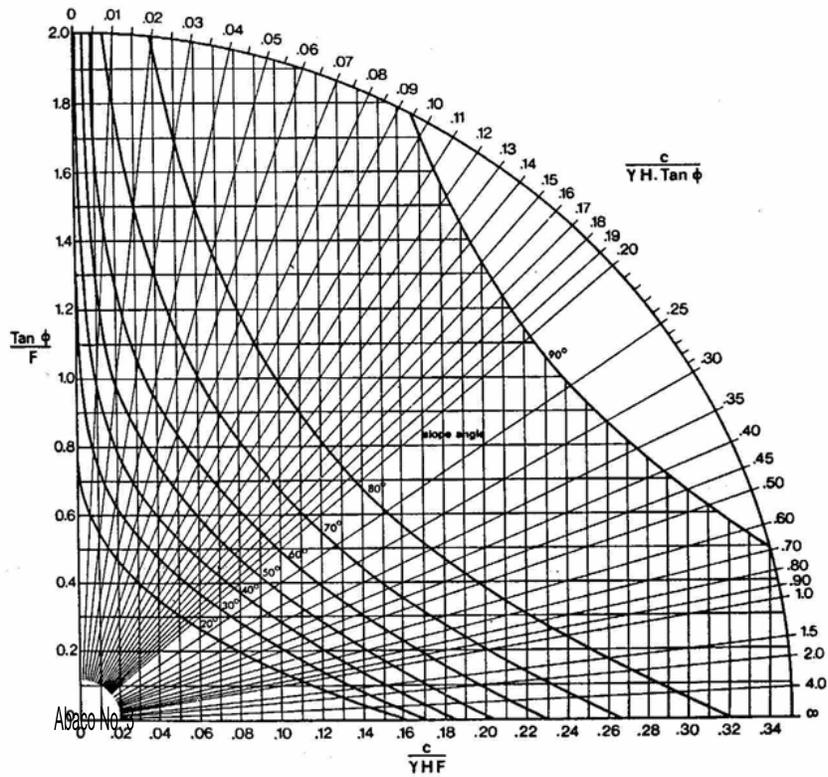


Figura 46. Distintas situaciones de la línea de saturación consideradas en los ábacos (HOEK y BRAY, 1977)

La forma de utilizar los ábacos es la siguiente:

- Se selecciona el ábaco cuyas condiciones de nivel freático se acerquen mas a las del talud en cuestión.
- Se calcula el valor del parámetro adimensional  $c' / (\gamma H \text{ tg } \phi')$  que nos proporciona una recta radial en el ábaco en cuestión.
- La intersección de dicha recta con la curva correspondiente al ángulo del talud nos da un valor de  $\text{tg } \phi' / \text{FS}$  y de  $c' / (\gamma H \text{ FS})$ . Cualquiera de los dos sirve para obtener el factor de seguridad FS.





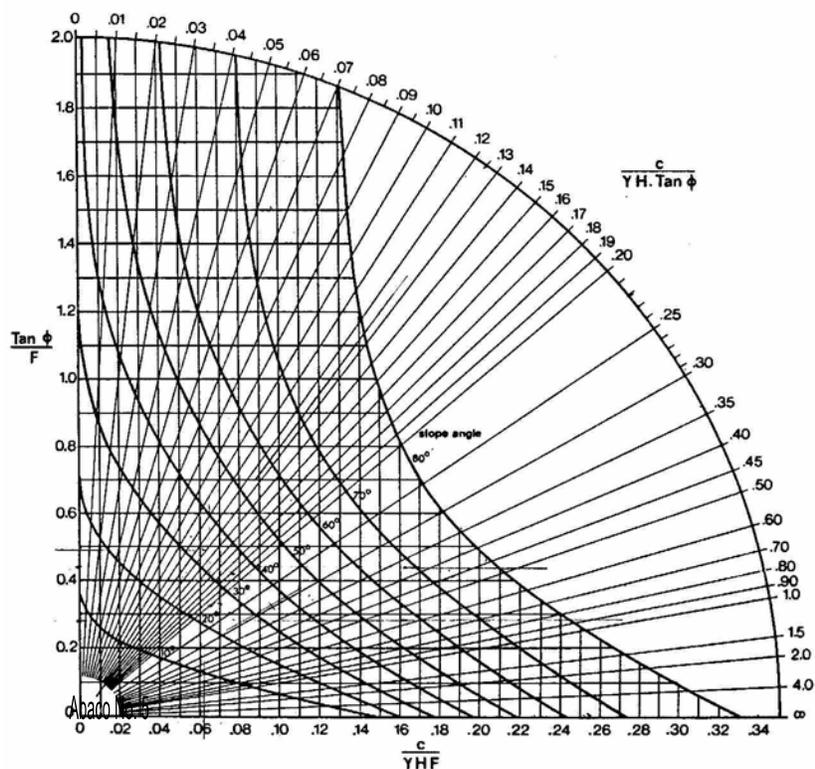


Figura 47. Ábacos para rotura circular. Caso 1,3, 4 y 5. (HOEK y BRAY, 1977)

## 5. Comparación de los diversos métodos.

La cantidad de métodos que se utilizan, los cuales dan resultados diferentes y en ocasiones contradictorios son una muestra de la incertidumbre que caracteriza los análisis de estabilidad.

Los métodos más utilizados por los ingenieros geotécnicos en todo el mundo son los simplificados de Bishop y de Janbu, los cuales en su concepción teórica no satisfacen equilibrios de fuerzas o de momentos. Los valores de factores de seguridad que se obtienen por estos dos métodos generalmente, difieren en forma importante de resultados utilizando procedimientos que satisfacen el equilibrio, como son los métodos de Spencer y de Morgenstern-Price.

Aunque una comparación directa entre los diversos métodos no es siempre posible, los factores de seguridad determinados con el método de Bishop difieren por aproximadamente el 5% con respecto a soluciones más precisas, mientras el método simplificado de Janbu generalmente, subestima el factor de seguridad hasta valores del 30%, aunque en algunos casos

los sobrestima hasta valores del 5%. Esta aseveración fue documentada por Fredlund y Krahn (1977). Los métodos que satisfacen en forma más completa el equilibrio son más complejos y requieren de un mejor nivel de comprensión del sistema de análisis. En los métodos más complejos y precisos se presentan con frecuencia problemas numéricos que conducen a valores no realísticos de FS. Por las razones anteriores se prefieren métodos más sencillos pero más fáciles de manejar como son los métodos simplificados de Bishop o de Janbu.

Al existir varios métodos es inevitable realizar una comparación entre ellos, fundamentalmente entre precisos y aproximados, para discernir cuales son lo mas útiles en la practica, por su exactitud y economía.

El método mas exacto y también el mas complejo es el de MORGENSTERN y PRICE. Considerándolo como referencia los autores concluyen que el método de Bishop presenta errores máximos de 7%, siendo lo más normal del 2%. En contraste, el método de Fellenius puede originar graves errores, hasta de un 40%.

De aquí se deduce que, al menos teóricamente, los cálculos de estabilidad siguiendo el método de Bishop ofrecen suficiente precisión aunque debe tenerse en cuenta que los errores que se introducen pueden no quedar del lado de la seguridad.

En la práctica MORGENSTERN-PRICE resulta mucho más laborioso en su aplicación, por lo que su utilización se ve relegada a casos muy especiales o a temas relativos a la comprobación de otros métodos mas simplificados. No hay que olvidar, además, que la elección de la función adecuada requiere de buen juicio ingenieril.

## **E. Prevención, estabilización y diseño.**

### **1. Introducción.**

El objetivo principal de un estudio de estabilidad de taludes o laderas es el de establecer medidas de prevención y control para reducir los niveles de amenaza y riesgo.

Generalmente, los beneficios más importantes desde el punto de vista de reducción de amenazas y riesgos es la prevención.

Schuster y Kockelman (1996) proponen una serie de principios generales y metodologías para la reducción de amenazas de deslizamiento utilizando sistemas de prevención, los cuales requieren de políticas del Estado y de colaboración y conciencia de las comunidades. Sin embargo, la eliminación total de los problemas no es posible mediante métodos preventivos en todos los casos y se requiere establecer medidas de control para la estabilización de taludes susceptibles a sufrir deslizamientos o deslizamientos activos.

La estabilización de deslizamientos activos o potencialmente inestables es un trabajo relativamente complejo, el cual requiere de metodologías de diseño y construcción.

A continuación se presentan algunos de los sistemas de prevención, manejo, y estabilización de deslizamientos, métodos de control de aguas y los procedimientos de diseño y construcción de estructuras de contención de tierras.

## **2. Métodos para disminuir o eliminar el riesgo.**

Una vez estudiado el talud, definidos los niveles de amenaza y riesgo, el mecanismo de falla y analizados los factores de equilibrio, se puede pasar al objetivo final que es el diseño del sistema de prevención control o estabilización.

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:

### **a. Prevención.**

La prevención incluye el manejo de la vulnerabilidad, evitando la posibilidad de que se presenten riesgos o amenazas. La prevención debe ser un programa del Estado, en todos sus niveles mediante una legislación y un sistema de manejo de amenazas que permita disminuir los riesgos a deslizamiento en un área determinada.

Los riesgos debidos a deslizamientos de tierra se pueden reducir utilizando cuatro estrategias así (Kockelman 1986):

- Restricciones al desarrollo en áreas susceptibles a deslizamientos.
- Códigos para excavaciones, explanaciones, paisajismo y construcción.
- Medidas físicas tales como drenaje, modificación de la geometría y estructuras para prevenir o controlar los deslizamientos o los fenómenos que los pueden producir.
- Desarrollo de sistemas de aviso o alarma.
- Los métodos de mitigación o prevención de amenaza pueden reducir en forma importante la ocurrencia de deslizamientos.

La prevención permite el manejo de áreas relativamente grandes, teniendo en cuenta que los procesos naturales pueden ocurrir en diversos sectores dentro de un área de susceptibilidad similar, en forma repetitiva o múltiple. La mejor estrategia para la reducción de amenaza de deslizamiento, generalmente, envuelve una mezcla de varias técnicas o sistemas en donde se requiere la cooperación de geólogos, ingenieros, planeadores, propietarios de la tierra, constructores, organizaciones financieras y de seguros y entidades del Estado.

Para el diseño de un programa adecuado de prevención se requiere, de acuerdo al U.S. Geological Survey (1982), tener en cuenta los siguientes elementos:

- Una base técnica completa de las amenazas y riesgos.
- Un grupo técnico capaz de interpretar y manejar la información existente.
- Entidades del Estado conocedoras y conscientes de los problemas.
- Una comunidad que comprenda el valor y los beneficios de estos programas.

Se necesitan entonces dos elementos principales: Una base técnica completa y confiable sobre las amenazas y riesgos y un Estado y comunidad conscientes de los problemas y del beneficio de los programas de prevención.

## 1) Políticas de disuasión.

a) **Programas de información pública:** es importante que la ciudadanía tenga información sobre las amenazas de deslizamiento, en tal forma que ellos mismos actúen como sistema de control, evitando las inversiones en estas áreas.

b) **Manejo de escrituras o certificados de propiedad:** en algunas regiones existen normas que obligan a las personas que vendan propiedades en áreas con susceptibilidad a los deslizamientos o a las inundaciones, que especifiquen claramente en forma escrita a los potenciales propietarios de las amenazas geológicas a que están expuestos.

c) **Negación de los servicios públicos:** los gobiernos locales pueden prohibir la construcción de servicios públicos, tales como acueducto, alcantarillado, energía eléctrica, vías, etc., en áreas susceptibles a deslizamientos.

d) **Avisos públicos:** el Estado puede colocar vallas o avisos que alerten a la población sobre las amenazas en una determinada área.

e) **Adquisición de Propiedades por parte del Estado:** las agencias del estado pueden comprar las propiedades o áreas amenazadas para su utilización como espacios abiertos o para la construcción de obras de estabilización.

f) **Negación de créditos:** las entidades financieras pueden establecer políticas para negar los créditos para el desarrollo de áreas amenazadas.

g) **Costos de seguro:** las entidades financieras podrían colocar precios muy altos a los seguros para desanimar la inversión en áreas de riesgo.

h) **Impuestos:** el Estado puede establecer impuestos altos que desanimen el desarrollo de áreas amenazadas.

## 2) Regulaciones al uso de la tierra.

La regulación al uso de la tierra es generalmente, manejada por el Estado el cual puede prohibir usos específicos u operaciones que puedan causar falla de los taludes, tales como la construcción de carreteras, urbanizaciones o edificios, sistemas de irrigación, tanques de acumulación de agua, disposición de desechos, etc.

## 3) Códigos técnicos para el manejo de taludes.

En este código se establecen regulaciones y normas para los siguientes aspectos:

- Requisitos para la presentación de proyectos que envuelvan modificaciones del terreno.
- Parámetros mínimos para la elaboración de estudios geotécnicos y de estabilidad.

- Aislamientos mínimos de pie y corona de taludes, cauces de quebradas, colectores de alcantarillado, etc.
- Procedimientos para el manejo y estabilización de taludes, tales como muros de contención, control de aguas superficiales y subterráneas.
- Normas para el control de fondo y lateral de cauces.
- Requisitos para la construcción de vías en áreas susceptibles, rellenos en tierra y disposición de escombros.

#### 4) Medidas de aviso y alarma.

Las áreas propensas a deslizamientos pueden instrumentarse para prevenir o avisar sobre la ocurrencia de un fenómeno y pueden establecerse programas de información a la comunidad sobre la eventualidad de un determinado deslizamiento. Los sistemas de observación de campo usan extensómetros, inclinómetros, piezómetros y cercas eléctricas. Las recientes innovaciones (Schuster y Kockelman, 1996), incluyen instrumentos acústicos, televisión, radar, rayos láser y medidores de vibración, los cuales pueden ser telemanejados desde una estación central recibidora.

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 altas	Se requiere cimentar los puentes sobre suelo estable y las pilas deben ser capaces de resistir las fuerzas laterales del material inestable.

Tabla 17. Métodos de prevención de la amenaza o el riesgo.

Los sistemas de monitoreo y alarma son instalados con el objetivo principal de proteger vidas y propiedades y no de prevenir deslizamientos. Sin embargo, estos sistemas en ocasiones permiten un tiempo suficiente después del aviso para construir medidas físicas de control que reducen la amenaza a largo plazo.

## **b. Métodos de elusión de la amenaza.**

Eludir la amenaza consiste en evitar que los elementos en riesgo sean expuestos a la amenaza de deslizamiento.

Previamente a la aplicación de un método de elusión debe estudiarse la posibilidad de aplicación de sistemas de estabilización en los aspectos técnicos y económicos.

No es una buena práctica de ingeniería el tratar de eludir los problemas antes de intentar resolverlos.

La presencia de deslizamientos de gran magnitud difíciles de estabilizar es un argumento de gran peso para sustentar un proceso de elusión. Debe tenerse en cuenta que en ocasiones estos deslizamientos son movimientos antiguos, los cuales han sido disfrazados por procesos nuevos de meteorización, erosión o por vegetación o actividades humanas. La no-detección de estos grandes deslizamientos en la fase de planeación puede acarrear costos muy altos en el momento de la construcción.

En el caso de talud o coluviones producto de antiguos movimientos, cualquier corte o cambio de las condiciones de precaria estabilidad pueden generar nuevos movimientos.

### **1) Construcción de variantes.**

Al reconocer y cuantificar un deslizamiento puede resultar más ventajoso para el proyecto, el modificarlo para evitar la zona problema. Para aplicar este método correctamente se requiere un conocimiento geológico y geotécnico muy completo de la zona, que permita concluir que no es técnica o económicamente viable la utilización de un sistema de estabilización y que es recomendable la elusión del problema, modificando el proyecto, construyendo una variante vial, etc.

Cuando no es posible la construcción de una variante se puede considerar el remover total a parcialmente los materiales de los deslizamientos antiguos o con riesgo de activación. La remoción de materiales inestables va desde el descapote o remoción de los primeros metros de suelo hasta la eliminación de todo el material inestable.

Generalmente, hay limitaciones prácticas al empleo de este método por los volúmenes de tierra que se requiere manejar y la falta de espacio para colocar esta tierra, teniendo en cuenta sus efectos ambientales.

En terraplenes a media ladera se acostumbra remover la totalidad de la capa subsuperficial de materiales inestables previamente a la colocación del terraplén.

En taludes en roca es muy común la remoción de los bloques inestables de material. Esto puede incluir la remoción de la roca acumulada sobre las gradas, la conformación de la superficie y la remoción de salientes, utilizando explosivos.

La remoción de roca puede ser muy peligrosa para los operarios que hacen el trabajo, así como para personas en áreas cercanas, vehículos, etc.

Generalmente, se requiere suspender el tráfico en las vías para remover los bloques de roca y construir estructuras de protección para las obras existentes en áreas cercanas.



Figura 48. Construcción de viaductos

## 2) Construcción de puentes.

Una alternativa utilizada con alguna frecuencia es la de construir puentes o estructuras para pasar por encima de los materiales inestables (Holtz y Schuster 1996). Estos puentes

generalmente, deben apoyarse en pilas profundas sobre roca o suelo competente por debajo de los materiales inestables.

Se deben realizar estudios muy completos para estar seguros que la profundidad y el sistema de cimentación son suficientes para garantizar la estabilidad del puente.

### 3) Modificación del nivel de la subrasante, cota del proyecto o alineamiento.

En la etapa de diseño la modificación del nivel de la subrasante de un proyecto vial puede resultar en profundidades mucho menores de cortes que darían una mayor estabilidad a los taludes. En estos casos el Ingeniero geotecnista debe trabajar conjuntamente con el ingeniero de trazado vial para lograr un equilibrio entre la estabilidad y las características del proyecto. Generalmente es más efectivo y económico modificar las características del diseño, que construir obras de estabilización de deslizamientos.

La modificación puede incluir el cambio del proyecto en planta como cambiar el radio o localización de una curva o separar el proyecto del talud.

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 altas	Se requiere cimentar los puentes sobre suelo estable y las pilas deben ser capaces de resistir las fuerzas laterales del material inestable.

Tabla 18. Métodos de elusión de amenazas de deslizamientos.

### **c. Métodos de estructuras de control de movimientos.**

Los métodos de protección están dirigidos a la construcción de estructuras para evitar que la amenaza genere riesgos.

Un método efectivo de minimizar la amenaza de caídos de roca es permitir que ellas ocurran pero controlarlas adecuadamente, utilizando sistemas de control en el pie del talud, tales como trincheras, barreras y mallas. Un detalle común a todas estas estructuras es el de sus características de absorción de energía, bien sea parando el caído de roca en una determinada distancia o desviándola de la estructura que está siendo protegida.

Es posible utilizando técnicas apropiadas, controlar el riesgo de los caídos de roca de tamaño de hasta 2 o 3 metros de diámetro. La selección y el diseño de un sistema apropiado de control de caídos de roca requieren de un conocimiento muy completo del comportamiento del caído.

Los factores más importantes a tener en cuenta en el diseño de estas estructuras son los siguientes:

- Trayectoria de las piedras.
- Velocidad.
- Energía de impacto.
- Volumen total de acumulación.

Existen programas de computador que simulan el comportamiento de los caídos. De acuerdo a las características de los caídos, se pueden diseñar varios tipos de obra, así:

#### **1) Bermas en el talud.**

La excavación de bermas intermedias puede aumentar la amenaza de caídos. Los caídos tienden a saltar en las bermas; sin embargo el diseño de bermas anchas puede ser muy útil para ciertos casos de caída, especialmente de residuos de roca.

#### **2) Trincheras.**

Una trinchera o excavación en el pie del talud puede impedir que la roca afecte la calzada de una vía y representa una solución muy efectiva cuando existe espacio adecuado para su construcción.

El ancho y profundidad de las trincheras está relacionado con la altura y la pendiente del talud (Ritchie, 1963). En los taludes de pendiente superior a 75 grados, los bloques de roca tienden a permanecer muy cerca de la superficie del talud y para pendientes de 55 a 75 grados tienden a saltar y rotar, requiriéndose una mayor dimensión de la trinchera.

Para pendientes de 40 a 55 grados los bloques tienden a rodar y se requiere de una pared vertical junto a la trinchera para que los bloques no traten de salirse. Cuando hay discontinuidades en la superficie del talud se debe analizar a detalle la dinámica de los caídos para un correcto diseño de las trincheras. (Figura 49)

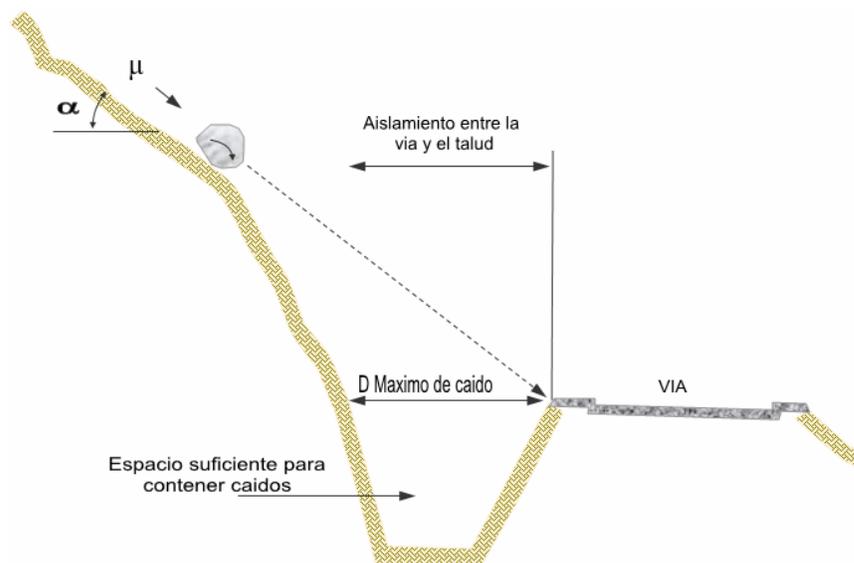


Figura 49. Barreras en roca para control de avalanchas utilizadas en Noruega.

### 3) Barreras.

Existe una gran variedad de barreras de protección y sus características y dimensiones dependen de la energía de los caídos. Las barreras pueden ser de roca, suelo, tierra armada, muros de concreto, pilotes, gaviones, bloques de concreto o cercas. La barrera generalmente, produce un espacio o trinchera en el pie del talud que impide el paso del caído. Existen programas de Software para determinar el punto de caída de los bloques (Figura 50).



Figura 50. Sistema de barrera metálica con cables de acero y malla para controlar caídos de roca.

#### 4) Cubiertas de protección.

Cuando existe la amenaza de caídos de roca en taludes de alta pendiente se puede plantear la construcción de cubiertas de protección, las cuales consisten en estructuras de concreto armado, inclinadas a una determinada pendiente para permitir el paso de los caídos, flujos a avalanchas sobre ellas .

MÉTODO	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Bermas	Generalmente son económicas rápidas de construir.	Se requiere un espacio grande a mitad de 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.

Tabla 19. Estructuras de control de masas en movimiento.

Para el diseño de estas estructuras se requiere calcular las cargas de impacto y el peso de los materiales que eventualmente van a pasar o a retenerse sobre la estructura.

#### **d. 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.

Debe tenerse en cuenta que en taludes, nunca existen diseños detallados inmodificables y que las observaciones que se hacen durante el proceso de construcción tienden generalmente, a introducir modificaciones al diseño inicial y esto debe preverse en las cláusulas contractuales de construcción.

Los sistemas de estabilización se pueden clasificar en cuatro categorías principales:

##### **1) Conformación de Talud o Ladera.**

Sistemas que tienden a lograr un equilibrio de masas, reduciendo las fuerzas que producen el movimiento:

##### **a) Abatimiento de la pendiente del talud.**

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.

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.

##### **b) Remoción de materiales de la cabeza.**

La remoción de una suficiente cantidad de materiales en la parte superior del talud puede resultar en un equilibrio de fuerzas que mejore la estabilidad del talud. En la práctica este método

es muy útil en fallas activas. La cantidad de material que se requiere depende del tamaño y características del movimiento y de la geotecnia del sitio.

### **c) Terrazas o bermas intermedias.**

La construcción de terrazas en la parte alta de un deslizamiento de rotación tiende a reducir el momento actuante y controlar el movimiento. Si el proceso se hace en la parte inferior se puede lograr el proceso inverso de disminuir el factor de seguridad. En deslizamientos de traslación y en ciertos flujos o deslizamientos de residuos generalmente no es efectivo emplear métodos de remoción de materiales.

El efecto es el de disminuir las fuerzas actuantes, en la zona más crítica para la generación de momentos desestabilizantes. En esta forma el círculo crítico de falla se hace más profundo y más largo aumentándose el factor de seguridad.

Al construir las terrazas el talud puede quedar dividido en varios taludes de comportamiento independiente, los cuales a su vez deben ser estables. El terraje se le puede realizar con el propósito de controlar la erosión y facilitar el establecimiento de la vegetación. La altura de las gradas es generalmente, de 5 a 7 metros y cada grada debe tener una cuneta revestida para el control del agua superficial. El sistema de cunetas a su vez debe conducir a una estructura de recolección y entrega con sus respectivos elementos de disipación de energía (Ver Figura 51).

En suelos residuales generalmente, la grada más alta debe tener una pendiente menor, teniendo en cuenta que el suelo subsuperficial es usualmente el menos resistente. Las terrazas generalmente, son muy útiles para control de aguas de escorrentía.

En todos los casos debe considerarse el efecto que se puede tener sobre los taludes arriba y abajo de la terraza a excavar.

### **d) Bermas bajas en el pie de terraplenes sobre suelos blandos.**

El sistema de contrapesos es muy útil para la estabilización de taludes de terraplenes sobre zonas de suelos blandos, en los cuales las fallas ocurren generalmente por falta de resistencia en el manto de cimentación del terraplén. En este caso se construye una berma que

es un terraplén de menor altura junto al terraplén principal, el cual sirve de contrapeso aumentando la longitud de la superficie de falla.



Figura 51. Estabilización por conformación del talud y bermas.

Las bermas o contrabermas son usadas para colocar una carga al pie de un terraplén sobre suelo blando y en esta forma aumentar la resistencia abajo del pie. La berna se coloca en el área que de acuerdo al análisis de estabilidad se puede levantar.

La contraberna debe diseñarse en tal forma que sea efectiva para garantizar la estabilidad del terraplén principal y al mismo tiempo sea estable por sí misma. El efecto de la contraberna es crear un contrapeso que aumente la longitud y profundidad del círculo crítico de falla.

## 2) Recubrimiento de la Superficie.

El objetivo de la protección de la superficie del talud es prevenir la infiltración debido a la lluvia y mantener el suelo parcialmente seco. Las medidas de protección incluyen el concreto lanzado, los bloques de mampostería, la protección con piedras, el recubrimiento con productos sintéticos. Estos recubrimientos pueden complementarse con prácticas de cobertura vegetal. Aunque, el factor de seguridad no se modifica teóricamente, en la práctica sí se produce un efecto estabilizante al mantener las fuerzas de succión o presiones negativas, las cuales actúan

como fuerzas resistentes que tratan de impedir las fallas al cortante o el colapso. El recubrimiento de la superficie de un talud con productos artificiales puede implicar un aumento en los valores de escorrentía, lo cual requiere de la construcción de estructuras de control de aguas superficiales capaces de manejar los volúmenes producidos de acuerdo a la intensidad de las lluvias.

MÉTODO	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Remoción de materiales de la cabeza del talud	Muy efectivo en la estabilización de deslizamientos rotacionales.	En movimientos muy grandes las 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.	Además de la estabilidad al deslizamiento, permite construir obras para controlar la erosión.	Cada terraza debe ser estable independientemente

Tabla 20. Métodos de conformación topográfica para equilibrar fuerzas.

#### a) Concreto Lanzado.

El concreto lanzado es una mezcla de cemento y agregados, los cuales se pueden colocar en seco o por vía húmeda.

Generalmente, se coloca una malla de refuerzo previamente al lanzado del concreto. Se debe tener especial cuidado en las consecuencias de procesos de expansión y contracción, los cuales pueden destruir por agrietamiento la superficie de los taludes.

Para facilitar el drenaje, se deben construir huecos o lloraderos que atraviesen la superficie de recubrimiento y, en esta forma evitar las presiones de poro por represamiento de agua subterránea. (Ver Figura 52)

#### b) Recubrimiento en suelo cemento.

El recubrimiento en suelo cemento puede mejorar las condiciones de permeabilidad de un talud haciéndolo relativamente impermeable y, en esta forma disminuyendo la infiltración.

#### c) Mampostería.

La mampostería puede consistir en bloques de concreto o en piedra pegada con concreto o mortero. Las juntas entre bloques adyacentes generalmente, se rellenan con un mortero 3 a 1 o

se utiliza vegetación. En el caso de recubrimiento utilizando concreto o mortero se deben dejar lloraderos para evitar la acumulación de aguas subterráneas.



Figura 52. Estabilización por medio de concreto lanzado.

#### d) Cobertura vegetal.

El efecto de la vegetación sobre la estabilidad de los taludes ha sido muy debatido en los últimos años; dejando muchas dudas e inquietudes en cuanto a la cuantificación de los efectos de estabilización de las plantas sobre el suelo. Sin embargo la experiencia ha demostrado el efecto positivo de la vegetación, para evitar problemas de erosión, reptación y fallas subsuperficiales.

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.

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.

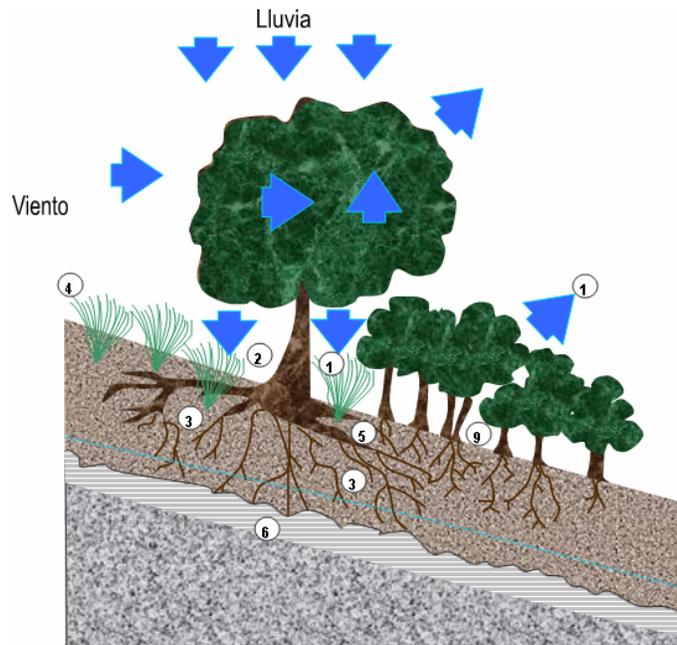


Figura 53.Efectos de la vegetación sobre la estabilidad de una ladera.

Factores (Ver Figura 53):

1. Intercepta la lluvia.
2. Aumenta la capacidad de infiltración.
3. Extrae la humedad del suelo.
4. Grietas por desecación.
5. Raíces refuerzan el suelo, aumentando resistencia al cortante.
6. Anclan el suelo superficial a mantos más profundos.
7. Aumentan el peso sobre el talud.
8. Transmiten al suelo fuerza del viento.
9. Retienen las partículas del suelo disminuyendo susceptibilidad a la erosión.

La deforestación puede afectar la estabilidad de un talud de varias formas:

- a. Disminuyen las tensiones capilares de la humedad superficial.
- b. Se elimina el factor de refuerzo de las raíces.
- c. Se facilita la infiltración masiva de agua.

De acuerdo con un estudio realizado por Hudec y Wharton (1993) en Trinidad, el 64.9% de los deslizamientos analizados están relacionados con alteraciones arriba de la corona, de los cuales el 38.3 % corresponde a áreas de cultivos y el 35.1 % a deforestación.

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.

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.

La revegetalización de un talud ayuda a controlar la erosión y ayuda a aumentar el factor de seguridad (Ver Figura 54). Por esta razón cada día se utiliza más la vegetación en la estabilización de taludes. El efecto de la vegetación es una interacción compleja entre factores hidrológicos y mecánicos de difícil cuantificación.



Figura 54. Vegetación en talud.

### 3) Control de aguas superficiales y subterráneas.

Los métodos de estabilización de deslizamientos que contemplen el control del agua, tanto superficial como subterránea son muy efectivos y son generalmente, más económicos que la construcción de grandes obras de contención, en cuanto tienden a desactivar la presión de poros, considerada como el principal elemento desestabilizante de los taludes. El drenaje reduce el peso de la masa y al mismo tiempo aumenta la resistencia del talud al disminuir la presión de poros.

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 generalmente, limitado.
Sellado de grietas superficiales.	Disminuye la infiltración de agua.	Las grietas pueden abrirse nuevamente y se requiere mantenimiento por períodos 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. Árboles Arbustos y Pastos	Representan una alternativa ambientalmente excelente	Pueden requerir mantenimiento para su establecimiento.

Tabla 21. Métodos de recubrimiento de la superficie del talud.

Existen varias formas de drenaje, superficial y profundo. El objetivo principal de estos métodos es el de disminuir la presión de poros y en esa forma aumentar la resistencia al corte y eliminar las fuerzas hidrostáticas desestabilizantes. El factor de seguridad de cualquier superficie de falla que pasa por debajo del nivel de agua puede ser mejorado por medio de subdrenaje.

Los sistemas más comunes para el control del agua son:

- Zanjas de coronación o canales colectores (Drenaje Superficial).
- Cortinas subterráneas.
- Drenes interceptores.
- Subdrenes horizontales o de penetración.
- Galerías y túneles de drenaje.

- Drenes verticales.
- Trincheras estabilizadoras.
- Pantallas de drenaje.
- Pozos de drenaje.

La efectividad de los sistemas varía de acuerdo a las condiciones hidrogeológicas y climáticas.

En cualquier sistema de subdrenaje el monitoreo posterior a su construcción es muy importante, deben instalarse piezómetros antes de la construcción de las obras de control que permitan observar el efecto del subdrenaje y a largo plazo dar información sobre la eficiencia del sistema, el cual puede ser deteriorado por taponamiento o desgaste.

El volumen de agua recolectada no es necesariamente un indicativo de su efecto, debido a que en suelos poco permeables, se puede obtener una reducción muy importante en las presiones de poro y por lo tanto un aumento en el factor de seguridad, con muy poco flujo de agua hacia el sistema de subdrenaje.

En masas de roca el flujo de agua generalmente, está determinado por las juntas y por lo tanto cualquier sistema de drenaje debe estar destinado a interceptarlas.

#### **a) Drenaje superficial.**

El objetivo principal del drenaje superficial es mejorar la estabilidad del talud reduciendo la infiltración y evitando la erosión.

El sistema de recolección de aguas superficiales debe captar la escorrentía tanto del talud como de la cuenca de drenaje arriba del talud y llevar el agua a un sitio seguro lejos del deslizamiento. El agua de escorrentía debe en lo posible, desviarse antes de que penetre el área del deslizamiento. Esto puede lograrse con la construcción de zanjas interceptoras en la parte alta del talud, llamadas zanjas de coronación. No se recomienda en problemas de taludes la utilización de conducciones en tubería por la alta susceptibilidad a agrietarse o a taponarse, generando problemas de infiltración masiva concentrada.

Por otro lado el agua que cae por lluvias directamente sobre la superficie del talud, debe ser evacuada lo más rápidamente posible, evitando al mismo tiempo que su paso cause daños considerables al talud, por erosión, almacenamientos e infiltraciones; perjuicios que pueden ser evitados, tratando el talud con una serie de medidas que favorezcan el drenaje. Entre las más utilizadas son: sellado de grietas con arcilla, 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.

En ocasiones es importante la construcción de medidas temporales de drenaje superficial después de ocurrido un deslizamiento para evitar su ampliación o aceleración. Estas obras pueden consistir en diques o canales de bolsas de polipropileno o fibras vegetales rellenas de suelo.

## **b) Canales o zanjas de corona.**

Las zanjas en la corona o parte alta de un talud son utilizadas para interceptar y conducir adecuadamente las aguas lluvias, evitando su paso por el talud.

La zanja de coronación no debe construirse muy cerca al borde superior del talud, para evitar que se conviertan en el comienzo y guía de un deslizamiento en cortes recientes o de una nueva superficie de falla (movimiento regresivo) en deslizamientos ya producidos; o se produzca la falla de la corona del talud o escarpe (Ver Figura 55).

Se recomienda que las zanjas de coronación sean totalmente impermeabilizadas, así como debe proveerse una suficiente pendiente para garantizar un rápido drenaje del agua captada. Sin embargo se anota que a pesar de lograrse originalmente una impermeabilización, con el tiempo se producen movimientos en el terreno que causan grietas en el impermeabilizante y por lo tanto infiltraciones que conllevan a una disminución de la resistencia del suelo y por ende a su falla. La recomendación de impermeabilizar se debe adicionar con un correcto mantenimiento. Se sugiere que al menos cada dos años se deben reparar las zanjas de coronación para impermeabilizar las fisuras y grietas que se presenten.



Figura 55. Zanja de coronación para el control de aguas superficiales en un talud.

Las dimensiones y ubicación de la zanja pueden variar de acuerdo a la topografía de la zona y al cálculo previo de caudales colectados. Generalmente, se recomienda una zanja rectangular de mínimo 40 centímetros, de ancho y 50 centímetros de profundidad.

Se procura que queden localizadas a lo largo de una curva de nivel para un correcto drenaje y que estén suficientemente atrás de las grietas de tensión en la corona. La separación mínima recomendada es de tres metros del borde de la corona.

### **c) Canales interceptores a mitad de talud.**

En suelos susceptibles a la erosión se recomienda construir canales de drenaje transversales a mitad de talud. Se recomienda construir canales interceptores en todas y cada una de las bermas intermedias del talud (Ver Figura 56). Estos canales deben revestirse apropiadamente conduciendo las aguas a graderías de disipación de energía.

Los canales a mitad de talud deben tener una pendiente tal que impida la sedimentación de materiales. Es muy común que estos canales se construyan con pendientes muy bajas y al taponarse produzcan cárcavas de erosión localizadas.

Las bermas deben ser lo suficientemente anchas para que exista un sobreancho de protección para los canales, en el caso de producirse derrumbes de las coronas de los taludes resultantes.



Figura 56. Esquema de entrega de canales interceptores a mitad de talud.

#### d) Canales colectores y disipadores.

Los canales deben conducirse a entregas en gradería u otro disipador de energía que conduzca el agua recolectada hasta un sitio seguro. Se presentan dos tipos diferentes de canales: El canal rápido y el canal en gradería. El canal rápido se construye a una pendiente igual a la del talud y en ocasiones se le colocan elementos sobresalientes en su fondo para disipar energía. Este sistema es muy utilizado por ser más económico, pero presenta el problema de la poca energía disipada.

El sistema de graderías es más eficiente para disipar energía. El flujo en este tipo de canal es turbulento y debe construirse un muro lateral de borde libre suficiente para permitir la salpicadura del flujo. En la ausencia de datos experimentales, los canales en gradería pueden diseñarse asumiendo una velocidad de 5.0 m/seg., a través de la sección mínima en la cabeza de cada grada (Ver Figura 57).

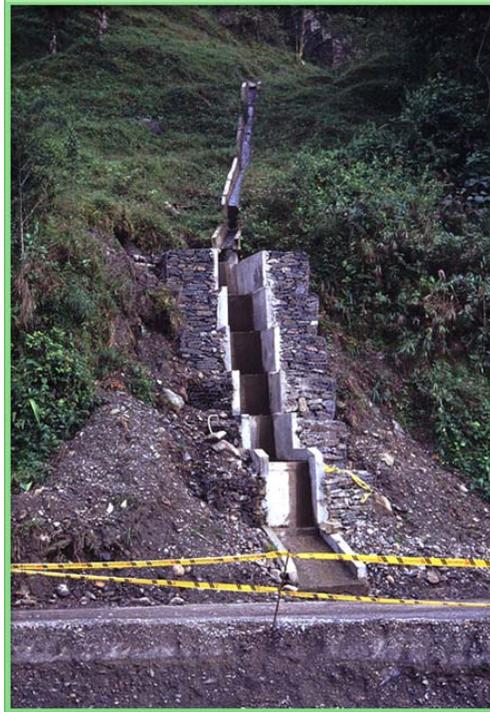


Figura 57. Canal de entrega con gradas de disipación.

#### e) Drenaje subterráneo.

El drenaje subterráneo tiene por objeto disminuir las presiones de poro o impedir que estas aumenten.

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.

#### f) Drenes horizontales o de penetración.

Un dren horizontal o subdren de penetración consiste en una tubería perforada colocada a través de una masa de suelo mediante una perforación profunda subhorizontal o ligeramente inclinada, con la cual se busca abatir el nivel freático hasta un nivel que incremente la estabilidad del talud (Ver Figura 58).



Figura 58. Esquema general de colocación de un subdren de penetración.

La principal ventaja de los drenes horizontales es que son rápidos y simples de instalar y se puede obtener un aumento importante del factor de seguridad del talud en muy poco tiempo.

### g) Colchones de drenaje.

Las capas de material drenante que se colocan debajo de terraplenes, generalmente después de remover los suelos sueltos se les conoce como colchones de drenaje (Ver Figura 59). Generalmente, consisten en una capa de material grueso permeable de 20 a 50 centímetros de espesor envuelto por dos mantos de geotextil. En ocasiones se colocan mangueras o tuberías perforadas para la recolección del agua captada por el colchón de drenaje.

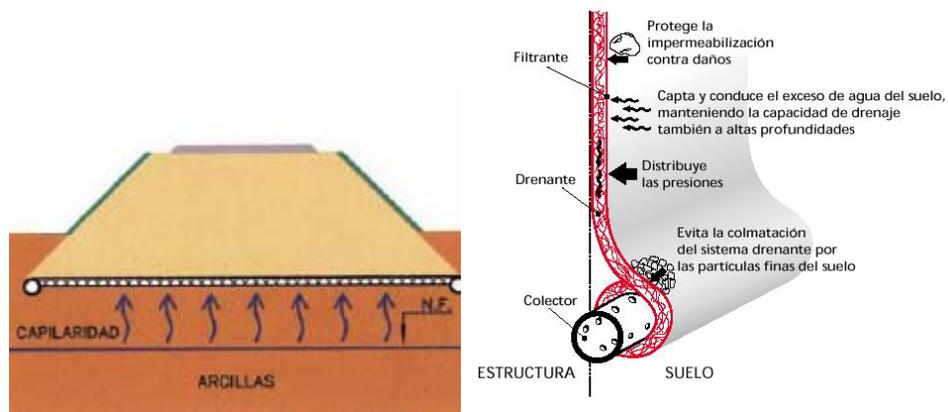


Figura 59. Diagrama de un colchón de drenaje colocado debajo de un terraplén.

## h) Trincheras estabilizadoras.

Las trincheras estabilizadoras son zanjas profundas y anchas construidas generalmente, con maquinaria pesada de movimiento de tierras que en su fondo y/o paredes laterales lleva un colchón de filtro, un dren interceptor o un sistema de drenes tipo espina de pescado. La zanja posteriormente se rellena con enrocado o con material común de acuerdo a las necesidades específicas del caso. Generalmente, la trinchera se excava a profundidades superiores a las de la superficie de falla

Este tipo de subdrenes en ocasiones, no ha tenido éxito porque al excavar se activan deslizamientos de tierra de gran magnitud. El sistema de trinchera trabaja como un dren interceptor profundo y en su diseño deben tenerse en cuenta los requisitos de este tipo de drenes.

## i) Pantallas de drenaje.

Las pantallas de drenaje son estructuras similares en apariencia a un muro de contención, las cuales se colocan sobre la superficie del talud con el objetivo principal de impedir que se produzca erosión ocasionada por las exfiltraciones de agua subterránea. (Ver Figura 60).

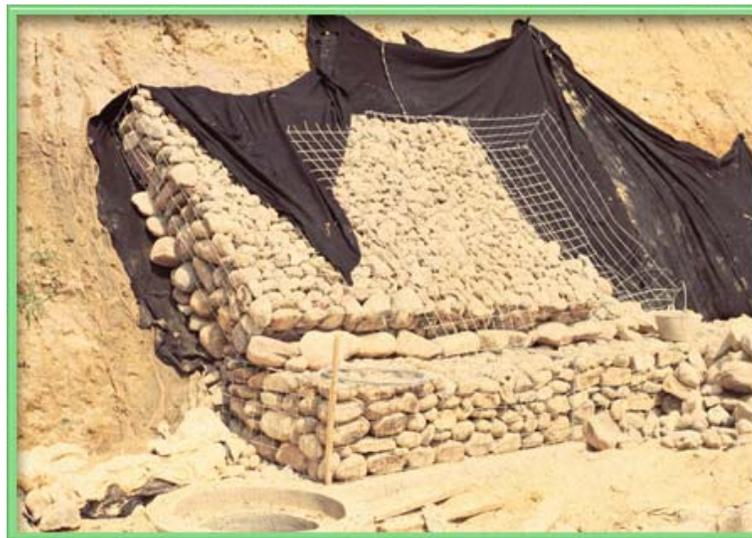


Figura 60. Esquema de una pantalla de drenaje.

Las pantallas de drenaje constan de tres elementos básicos:

1. **Filtro sobre la superficie del talud.** Este filtro puede ser material granular o geotextil con material grueso, el cual se coloca cubriendo toda el área de exfiltraciones. Este filtro debe cumplir las especificaciones indicadas para filtros en subdrenes de zanja.

2. **Estructura de contención o retención.** Esta estructura tiene por objeto mantener en su sitio el filtro y ayudar a la contención de la masa de suelo sobre la cual actúa el gradiente hidráulico, al aflorar el agua. La estructura de contención puede ser un muro en gaviones, enrocado, muro criba, etc.

3. **Subdren colector.** Este subdren se coloca en el pie del talud para recoger el agua captada por la pantalla y conducirla a un sitio seguro.

## j) Galerías de drenaje.

La galería de drenaje es un túnel cuyo objetivo específico es el de disminuir las presiones de poros y controlar las corrientes profundas de agua subterránea en un talud. Las galerías de drenaje deben tener una sección adecuada para facilitar su construcción y se colocan generalmente, por debajo de la posible zona de falla y en la parte inferior del acuífero que se desea controlar.

El uso de galerías de drenaje para mejorar las condiciones de estabilidad de taludes, para el caso de presiones muy altas de poros es común para la estabilización de grandes deslizamientos (Valore, 1996).

Las galerías de drenaje son empleadas especialmente, en los grandes proyectos hidroeléctricos.

Para fijar su ubicación se requiere un estudio geotécnico detallado. Cuando la permeabilidad de los materiales en sentido vertical, es mayor debido a la orientación de las discontinuidades, el agua fluye fácilmente hacia la galería pero cuando la orientación de los estratos es horizontal el agua puede pasar por sobre la galería sin fluir hacia ella.

En estos casos se requiere construir pozos verticales o subdrenes inclinados desde la galería para interceptar las zonas de flujo; Entre más alto el pozo vertical, su efecto es mayor.

Generalmente, se recomiendan diámetros de 1/20 de altura del talud. Si se requieren teóricamente diámetros muy grandes, este efecto se puede suplir colocando pozos verticales y drenes de penetración dentro de la galería. Comúnmente, la galería drena por gravedad pero en algunos casos se requiere colocar un sistema de bombeo para su desagüe.

Cuando una galería es construida en materiales meteorizados se requiere colocar un soporte permanente en forma de concreto lanzado reforzado. En este caso la pantalla de concreto debe estar colocada sobre un sistema de drenaje diseñado con sus respectivos lloraderos para facilitar el proceso de salida del agua a drenar.



Figura 61. Pozo vertical.

### **k) Pozos verticales de drenaje.**

Los pozos verticales de drenaje son perforaciones verticales abiertas que tratan de aliviar las presiones de poros, cuando los acuíferos están confinados por materiales impermeables como puede ocurrir en las intercalaciones de Lutitas y areniscas (Ver Figura 61).

Los pozos verticales, tienen generalmente 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. En ocasiones se utilizan drenes de diámetro hasta de dos metros (Collota, 1988). El espacio anular entre la perforación y el tubo se llena con material de filtro.

El pozo es perforado mediante un equipo estándar para la construcción de pilas. En ocasiones se pueden requerir entibados para prevenir el derrumbe de las paredes o la colocación de una pared metálica o tubo vertical.

## I) Subdrenaje de estructuras de contención.

Con excepción de las paredes para sótanos que se diseñan para resistir presiones del agua, es una práctica necesaria de ingeniería construir un subdrenaje adecuado detrás de los muros (Ver Figura 62). El sistema de drenaje debe diseñarse para el flujo esperado sin que se presente taponamiento del sistema. Para prevenir el taponamiento debe utilizarse un material de filtro de acuerdo al tipo de suelo detrás del muro. El sistema de drenaje puede consistir en colchones de drenaje, pantallas, subdrenes, interceptores o incluso subdrenes horizontales de penetración.

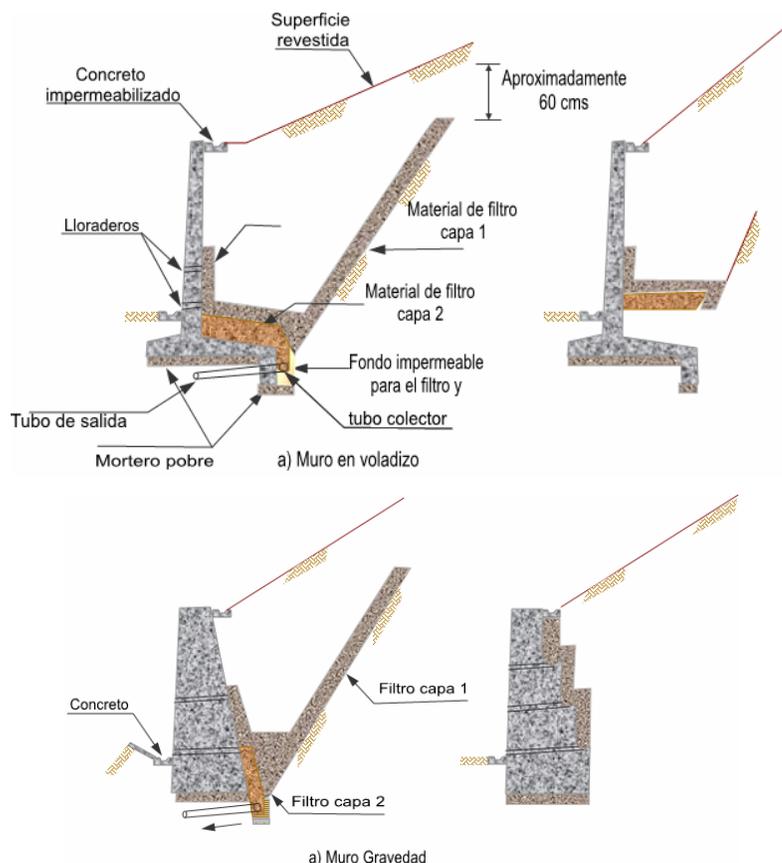


Figura 62. Subdrenaje de muros de contención.

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.
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.

Tabla 22. Métodos de control de agua y presión de poros.

#### 4) Estructuras de Contención o anclaje.

El propósito de una estructura de contención es el resistir las fuerzas ejercidas por la tierra contenida, y transmitir esas fuerzas en forma segura a la fundación o a un sitio por fuera de la masa analizada de movimiento. En el caso de un deslizamiento de tierra el muro ejerce una fuerza para contener la masa inestable y transmite esa fuerza hacia una cimentación o zona de anclaje por fuera de la masa susceptible de moverse. Las deformaciones excesivas o movimientos de la estructura de contención o del suelo a su alrededor deben evitarse para garantizar su estabilidad.

Existen varios tipos generales de estructura, y cada una de ellas tiene un sistema diferente de transmitir las cargas:

- Muros masivos rígidos
- Muros masivos Flexibles

- Tierra Reforzada
- Estructuras ancladas
- Estructuras Enterradas

Los siguientes factores deben tenerse en cuenta para seleccionar el tipo de muro de contención:

- Localización del muro de contención propuesto, su posición relativa con relación a otras estructuras y la cantidad de espacio disponible.
- Altura de la estructura propuesta y topografía resultante.
- Condiciones del terreno y agua freática.
- Cantidad de movimiento del terreno aceptable durante la construcción y la vida útil de la estructura, y el efecto de este movimiento en muros vecinos, estructuras o servicios.
- Disponibilidad de materiales.
- Tiempo disponible para la construcción.
- Apariencia.
- Vida útil y mantenimiento

### a) Muros rígidos.

Son estructuras rígidas, generalmente de concreto, las cuales no permiten deformaciones importantes sin romperse (Ver Figura 63). Se apoyan sobre suelos competentes para transmitir fuerzas de su cimentación al cuerpo del muro y de esta forma generar fuerzas de contención.

La utilización de muros rígidos es una de las formas más simples de manejar cortes y terraplenes. Los muros rígidos actúan como una masa relativamente concentrada que sirve de elemento contenedor a la masa inestable.

El empleo de muros de contención rígidos para estabilizar deslizamientos es una práctica común en todo el mundo, pero su éxito ha sido limitado por la dificultad que existe en el análisis de cada caso en particular y por las diferencias que existen entre las fuerzas reales que actúan

sobre el muro, en un caso de deslizamiento y los procedimientos de análisis basados en criterios de presiones activas, utilizando las teorías de presión de tierras de Rankine o Coulomb.

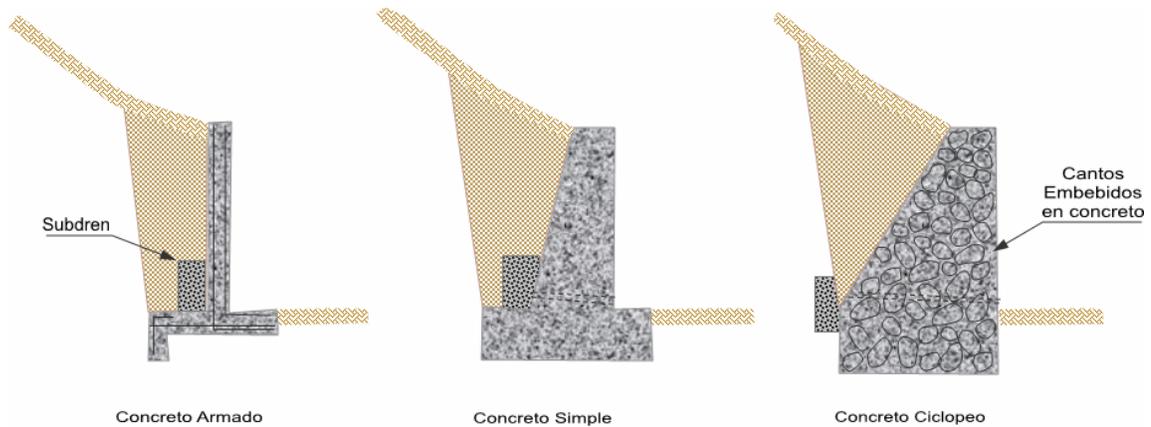


Figura 63. Esquema de muros rígidos.

Ocurre con frecuencia que un deslizamiento de rotación, en donde la fuerza actuante en el pie tiene una componente vertical importante hacia arriba, levante el muro y son muchos los casos conocidos de fracasos en el empleo de muros para controlar deslizamientos rotacionales.

En el caso de deslizamientos de traslación, el muro puede representar un buen sistema de estabilización siempre que esté cimentado por debajo de posibles o reales superficies de falla y se diseñe para que sea capaz de resistir las cargas de desequilibrio debidas al deslizamiento, adicionadas por un factor de seguridad que se recomienda no sea inferior a 2.0.

## b) Muros de concreto Reforzado.

Una estructura de concreto reforzado resiste movimientos debidos a la presión de la tierra sobre el muro. El muro a su vez se apoya en una cimentación por fuera de la masa inestable.

Existen los siguientes tipos de muro reforzado (Ver Figura 64):

■ **Muros empotrados o en cantiliber**, en forma de L o T invertida, los cuales tienen una placa semivertical o inclinada monolítica con otra placa en la base.

■ **Muros con contrafuertes**, en los cuales la placa vertical o inclinada está soportada por contrafuertes monolíticos que le dan rigidez y ayudan a transmitir la carga a la placa de cimentación.

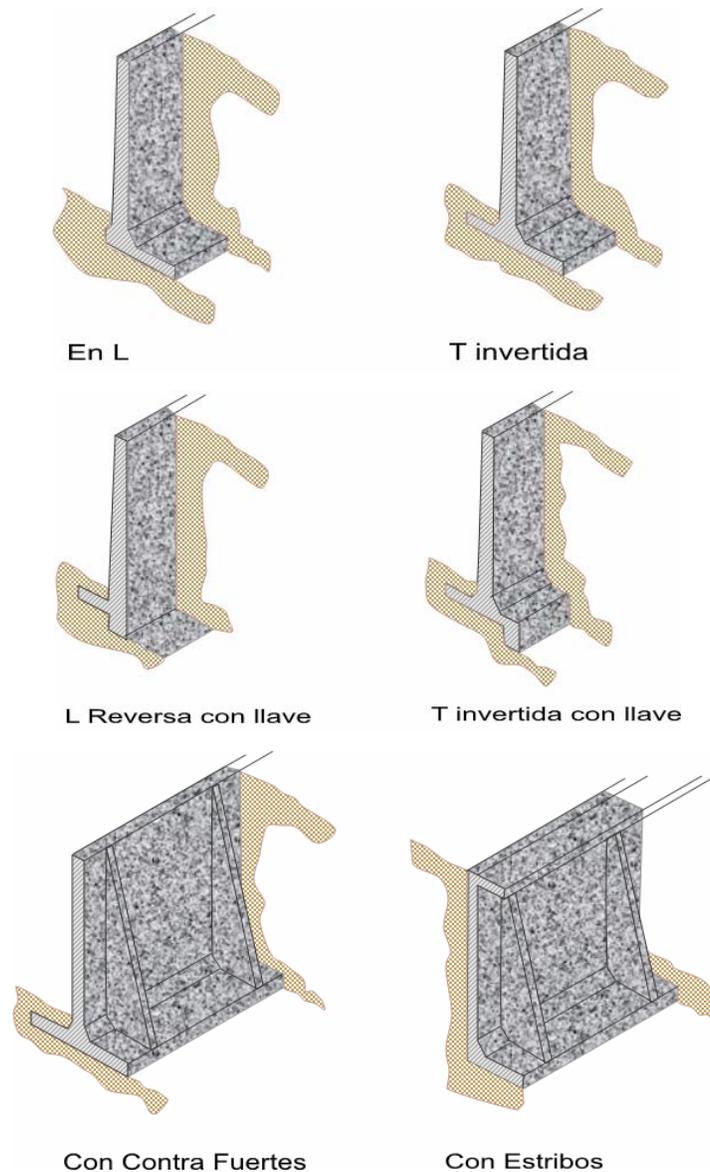


Figura 64. Tipos de muro de contención en concreto armado.

■ **Muros con estribos**, en los cuales adicionalmente a la placa vertical y la placa de cimentación y los contrafuertes, se construye una placa superior sub-horizontal que aumentan la rigidez y capacidad para soportar momentos.

En la mayoría de los casos se colocan llaves o espolones de concreto debajo de la placa de cimentación para mejorar la resistencia al deslizamiento.

Debe tenerse en cuenta que, la utilización de contrafuertes o estribos generalmente disminuye el costo comparativamente con un muro empotrado en L o T invertida.

La pendiente de la pared de fachada debe dársele una inclinación ligera para evitar la sensación visual de que el muro se encuentra inclinado. Generalmente, se recomienda una pendiente de 1 en 50.

En todos los casos los muros de concreto armado deben contener un sistema de drenaje detrás de su pared vertical y/o un sistema de lloraderos o salidas para el agua represada detrás del muro. Debe tenerse en cuenta que, aún en el caso de suelos completamente secos, la presencia del muro puede inducir el represamiento de pequeñas cantidades de agua de infiltración.

Es importante la construcción de juntas estructurales para evitar fisuras o grietas relacionadas con cambios de temperatura. La distancia entre juntas se recomienda no debe ser mayor de 20 metros a lo largo del muro.

### Muros de concreto sin refuerzo.

Los muros de concretos sin refuerzo son masas relativamente grandes de concreto o concreto con piedra, las cuales trabajan como estructuras rígidas (Ver Figura 65).

Los muros de concreto simple o ciclópeo actúan como estructuras de peso o gravedad y se recomienda no se empleen en alturas superiores a cuatro metros, debido no sólo al aumento de costos, sino a la presencia de esfuerzos de flexión que no pueden ser resistidos por el concreto simple y se pueden presentar roturas a flexión en la parte inferior del muro o dentro del cimiento.

Los muros de concreto en todos los casos, deben tener un sistema de subdrenaje para eliminar la posibilidad de presiones de agua. Se deben construir juntas de contracción o expansión a distancias en ningún caso superiores a 20 metros. Si los materiales utilizados poseen características de dilatación grande por cambio de temperatura, las juntas deben

colocarse a 8 metros de distancia entre ellas. La pendiente de la pared del muro debe tener una inclinación similar a la recomendada para muro de concreto armado.



Figura 65. Muro en concreto sin refuerzo

Los muros de concreto deben cimentarse por debajo de la superficie de falla con el objeto de obtener fuerzas de reacción por fuera del movimiento que aporten estabilidad, no solo al muro sino al deslizamiento.

### ■ Muros de Concreto Ciclópeo.

El concreto ciclópeo es una mezcla de concreto con cantos o bloques de roca dura. Generalmente, se utilizan mezclas de 60% de concreto y 40% de volumen de piedra. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que a mayor cantidad de piedra existe mayor posibilidad de agrietamiento del muro, por presencia de zonas de debilidad estructural interna. En ocasiones se le colocan refuerzos de varilla de acero dentro del concreto ciclópeo para mejorar su resistencia interna. El diseño de un muro de concreto ciclópeo es muy similar al de los muros de concreto simple rígidos y masivos.

### b) Muros flexibles.

Son estructuras masivas, flexibles. Se adaptan a los movimientos. Su efectividad depende de su peso y de la capacidad de soportar deformaciones importantes sin que se rompa

su estructura. Los muros flexibles se diseñan generalmente, para resistir presiones activas en lo que se refiere a su estabilidad intrínseca y actúan como masas de gravedad para la estabilización de deslizamientos de tierra.

MURO	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Reforzado	Los muros de concreto armado pueden emplearse en alturas grandes superiores a diez metros), previo su diseño estructural y estabilidad. Se utilizan métodos convencionales de construcción, en los cuales la mayoría de los maestros de construcción tienen experiencia.	Requieren de buen piso de cimentación. Son antieconómicos en alturas muy grandes y requieren de formaletas especiales. Su poco peso los hace inefectivos en muchos casos de estabilización de deslizamientos de masas grandes de suelo.
Concreto simple	Relativamente simples de construir y mantener, pueden construirse en curvas y en diferentes formas para propósitos arquitectónicos y pueden colocarse enchapes para su apariencia exterior.	Se requiere una muy buena fundación y no permite deformaciones importantes, se necesitan cantidades grandes de concreto y un tiempo de curado, antes de que puedan trabajar efectivamente. Generalmente son antieconómicos para alturas de más de tres metros.
Concreto ciclópeo Similares a los de concreto simple.	Utilizan bloques o cantos de roca como material embebido, disminuyendo los volúmenes de concreto	El concreto ciclópeo (cantos de roca y concreto) no puede soportar esfuerzos de flexión grandes.

Tabla 23. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muro rígido.

Existen varios tipos de muros flexibles (Ver Figura 66) y entre ellos los más populares son:

- Muros en Gaviones
- Muros de elementos prefabricados (Muros Criba)
- Muros de Piedra.

Cada uno de estos tipos de muros posee unas características especiales de construcción, diseño y comportamiento.



Figura 66. Ejemplo de muro flexible (muro de llantas).

### ■ Muros en Gaviones.

Los gaviones son cajones de malla de alambre galvanizado que se rellenan de cantos de roca.

Algunas de las ventajas de un muro en gaviones son las siguientes: simple de construir y mantener y utiliza los cantos y piedras disponibles en el sitio. Se puede construir sobre fundaciones débiles. Su estructura es flexible y puede tolerar asentamientos diferenciales mayores que otro tipo de muros y es fácil de demoler o reparar.



Figura 67. Esquema de un muro en Gaviones.

Se emplean tres tipos de mallas diferentes, hexagonales o de triple torsión, electrosoldada y elaborada simple. El principal problema consiste en que las mallas pueden presentar corrosión en suelos ácidos (de PH menor 6).

Existen una gran cantidad de tamaños de malla disponible para formar las cajas.

Generalmente, se utilizan cajas de 2m. x 1m. x 1m. La forma básica es trapezoidal.

En ocasiones, los muros de gaviones contienen una serie de contrafuertes que los hacen trabajar como estructuras ancladas al suelo detrás del muro (Ver Figura 67).

### ■ Muro criba.

El muro criba es básicamente una estructura parecida a una caja formada por prefabricados de concreto entrelazados (Ver Figura 68). El espacio interior de las cajas se rellena con suelo granular permeable o roca para darle resistencia y peso, conformando un muro de gravedad.

Generalmente existen dos tipos de prefabricados que se colocan en forma paralela a la superficie del talud o normal a este.



Figura 68. Esquema general de los muros criba.

Los travesaños son prefabricados normales al eje del muro en forma de I horizontal. En ocasiones, los travesaños son de una longitud tal que obliga a la construcción de un elemento intermedio similar a sus puntas.

Los largueros son prefabricados largos que se apoyan sobre los travesaños y que tienen como objeto contener el material colocado dentro de las cajas o cribas.

Las fuerzas son transferidas entre los prefabricados en los puntos de unión.

Adicionalmente, se pueden colocar pequeños bloques que se les llama “Almohadas” en localizaciones críticas entre los prefabricados para soportar algunos esfuerzos, tales como torsiones y reducir la flexión.

### ■ Muros en Piedra (Pedraplenes).

Los muros en piedra son estructuras construidas con bloques o cantos grandes de roca, los cuales se colocan unos sobre otros en forma manual o al volteo (Ver Figura 69). El tamaño de los bloques utilizados generalmente supera las 3 pulgadas y pueden utilizarse bloques hasta de 1 metro de diámetro si se tiene equipo adecuado para su colocación. El diseño consiste en determinar las dimensiones exteriores del terraplén.

El ancho de la base del pedraplén generalmente, es superior a su altura o por lo menos igual. El ángulo de inclinación de la pared exterior depende del tipo de roca, tamaño y angulosidad. Para bloques grandes se pueden utilizar pendientes de hasta 1/6 H: 1B. El ancho mínimo de la parte superior del muro es de 1 metro. Se acostumbra colocarle un geotextil en la interfase entre el pedraplén y el suelo, y un subdren en forma similar a los muros en gaviones.

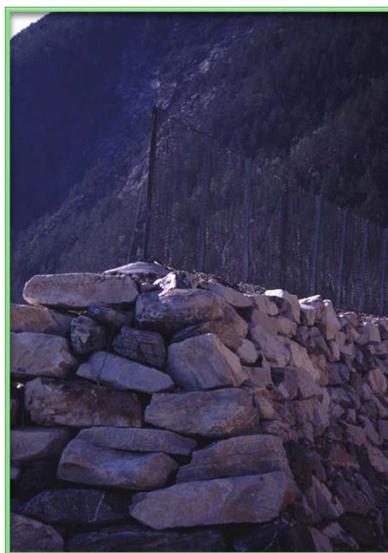


Figura 69. Muro en piedra.

MURO	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Gaviones	Fácil alivio de presiones de agua s soportan movimientos sin pérdida de eficiencia. Es de construcción sencilla y económica.	Las mallas de acero galvanizado se corroen fácilmente en ambientes ácidos, por ejemplo, en suelos residuales de granitos se requiere cantos o bloques de roca, los cuales no necesariamente están disponibles en todos los sitios. Al amarre de la malla y las unidades generalmente no se le hace un buen control de calidad.
Criba.	Simple de construir y mantener. Utiliza el suelo en la mayor parte de su volumen. Utiliza elementos prefabricados los cuales permiten un mejor control de calidad	Se requiere material granular, autodrenante. Puede ser costoso cuando se construye un solo muro por la necesidad de prefabricar los elementos de concreto armado. Generalmente no funciona en alturas superiores a siete metros.
Llantas (Neusol)	Son fáciles de construir y ayudan en el reciclaje de los elementos utilizados	No existen procedimientos confiables de diseño y su vida útil no es conocida.
Piedra -Pedraplén	Son fáciles de construir y económicos cuando hay piedra disponible.	Requieren de la utilización de bloques o cantos de tamaño relativamente grande

Tabla 24. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muro flexible

### c) Tierra reforzada.

Los muros también pueden ser de tierra armada, que consisten en un relleno de suelo granular con elementos de refuerzo, que pueden ser metálicas o de elementos plásticos, para aumentar su resistencia a la tensión y al cortante. Internamente deben su resistencia principalmente, al refuerzo y externamente actúan como estructuras masivas por gravedad. Son fáciles de construir. Utilizan el suelo como su principal componente. Puede adaptarse fácilmente a la topografía. Permite construirse sobre fundaciones débiles, tolera asentamientos diferenciales y puede demolerse o repararse fácilmente, pero se requiere espacio disponible superior al de cualquier otra estructura de contención.

Los muros en tierra armada consisten en la colocación de tiras o capas de refuerzo en el proceso de compactación de terraplenes con taludes de alta pendiente (Ver Figura 70). El concepto fue introducido por Vidal en los años 1960.



Figura 70. Estructuras de tierra reforzada

TIPO	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Refuerzo con tiras metálicas	Los refuerzos metálicos le dan rigidez al terraplén y los prefabricados de concreto en su cara de fachada lo hace presentables y decorativos. Existen empresas especializadas dedicadas a su construcción	Las zonas de refuerzo requieren protección especial contra la corrosión. Se requieren características especiales en el relleno utilizado con los elementos de refuerzo. Algunos tipos de muro de tierra armada están cubiertos por patentes.
Refuerzo con geotextil	Son generalmente muy económicos y fáciles de construir	Son muy flexibles y se deforman fácilmente. Las capas de geotextil se pueden convertir en superficies de debilidad para deslizamientos. El geotextil se descompone con la luz solar
Refuerzo con malla	La malla le da cierta rigidez al terraplén y las capas no constituyen superficies de debilidad. El efecto de anclaje es mejor.	Dependiendo del material constitutivo la malla puede descomponerse o corroerse.

Tabla 25. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de tierra reforzada.

#### d) Estructuras ancladas.

El uso de anclajes de acero en la estabilización de taludes se ha vuelto muy popular en los últimos años. En las estructuras ancladas se colocan varillas o tendones generalmente, de acero en perforaciones realizadas con taladro, posteriormente se inyectan con un cemento. Los anclajes pueden ser pretensados para colocar una carga sobre un bulbo cementado o pueden ser cementados simplemente sin colocarles carga activa. (Ver Figura 71)



Figura 71. Esquema de estructuras ancladas.

#### ■ Concreto lanzado.

Las zonas de roca fracturada o degradada pueden ser protegidas colocando una capa de concreto lanzado. El concreto lanzado rellena los espacios entre la roca y produce una estructura de retención superficial. Sin embargo, este concreto no impide totalmente el deslizamiento y se requiere en muchos casos que vaya acompañado en muchos casos de pernos o anclajes. El concreto lanzado debe reforzarse superficialmente utilizando una malla metálica.

Las áreas cubiertas con concreto lanzado deben drenarse utilizando drenes de penetración o lloraderos a través del concreto lanzado.

## ■ Muros anclados.

El diseño de muros anclados puede realizarse utilizando varios procedimientos. Los más comunes son el método de la cuña anclada y la utilización de análisis de estabilidad de taludes por los procedimientos de Bishop o de Janbu. Algunos diseñadores utilizan la teoría de presión de tierra de Rankine o Coulomb para calcular las presiones sobre los muros anclados, sin embargo, estas teorías dan resultados totalmente aislados de la realidad porque no tienen en cuenta los elementos geotécnicos en los suelos residuales.

## ■ Micropilotes (Soil nailing).

El Soil Nailing es un método de refuerzo in situ utilizando micropilotes vacíos capaces de movilizar resistencia a tensión en el caso de ocurrencia de un movimiento. Se diferencian de los pilotes en cuanto los micropilotes no resisten cargas laterales a flexión (Ver Figura 72).

Los micropilotes pueden ser varillas de acero, tubos o cables que se introducen dentro del suelo natural o la roca blanda y son inyectados dentro de huecos preperforados.

La estabilidad de la superficie del terreno es controlada por una capa delgada de concreto lanzado, de espesor de 12 a 18 centímetros con una malla de refuerzo. Estas estructuras se les utilizan tanto en suelos granulares como cohesivos.

Este sistema es mucho más efectivo en suelos granulares duros y en arcillas limosas competentes.



Figura 72. Esquema general del soil nailing.

El suelo debe tener suficiente resistencia para resistir un talud vertical de aproximadamente dos metros de altura sin deformación.

Estos sistemas son relativamente flexibles y por lo tanto resistentes a fuerzas sísmicas; sin embargo, el comportamiento dinámico de estas estructuras es relativamente desconocido y se requiere desarrollar sistemas de diseño para sismos.

ESTRUCTURA	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Anclajes y pernos individuales	Permiten la estabilización de bloques individuales o puntos específicos dentro de un macizo de roca.	Pueden sufrir corrosión.
Muros Anclados	Se pueden construir en forma progresiva de arriba hacia abajo, a medida que se avanza con el proceso de excavación. Permiten excavar junto a edificios o estructuras. Permiten alturas considerables.	Los elementos de refuerzo pueden sufrir corrosión en ambientes ácidos. Se puede requerir un mantenimiento permanente (tensionamiento). Con frecuencia se roban las tuercas y elementos de anclaje. Para su construcción se puede requerir el permiso del vecino. Su construcción es muy costosa.
Nailing o pilotillos tipo raíz (rootpiles)	Muy eficientes como elemento de refuerzo en materiales fracturados o sueltos.	Generalmente se requiere una cantidad grande de pilotillos para estabilizar un talud específico lo cual los hace costosos.

Tabla 26. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura anclada.

### e) Estructuras enterradas.

Las estructuras enterradas son elementos capaces de resistir esfuerzos a flexión que se colocan dentro del suelo atravesando la posible superficie de falla (Figura 73). Estas estructuras trabajan empotradas en el suelo por debajo de la falla. Se conocen varios tipos de estructura enterrada así:

- Tablestacas
- Pilotes
- Pilas o Caissons
- Tablestacas.

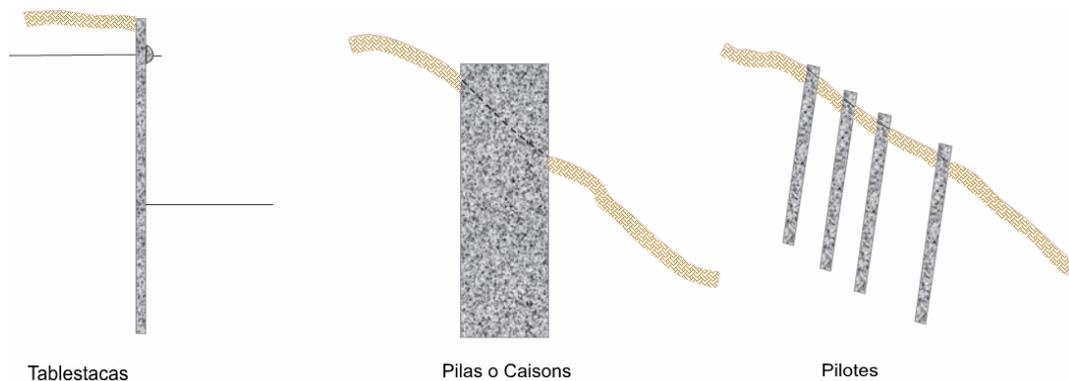


Figura 73. Esquema de estructuras enterradas

Las tablestacas son estructuras de contención hincadas, delgadas y esbeltas las cuales trabajan generalmente a flexión empotradas o ancladas. Pueden ser de acero, de concreto o de madera siendo las de acero las más utilizadas. El muro de tablestaca está conformado por una serie de pilotes unidos entre sí para formar una pared continua. La integridad del muro depende de las uniones entre pilotes individuales.

Las tablestacas son utilizadas con relativa frecuencia como estructura de contención para la conformación de muelles en ríos o mares. Para su hincado se requiere que el suelo permita la penetración del pilote y no existan bloques o cantos grandes de roca.

La sección de la tablestaca depende de la altura de la tierra a retenerse y de las condiciones del suelo y agua, así como del sistema de anclaje de los pilotes.

La altura de los muros de tablestacas varía generalmente entre 4.5 y 12 metros.

### ■ Pilotes.

Los pilotes hincados han sido utilizados en ocasiones para la estabilización de deslizamientos activos. Este método sólo es apropiado para deslizamientos poco profundos y suelos que no fluyan entre los pilotes (Ver Figura 74).

Los deslizamientos profundos generalmente producen fuerzas laterales muy grandes que no pueden ser resistidas fácilmente por los pilotes.

Los pilotes deben enterrarse en suelo firme y competente para evitar su arrancamiento o inclinación. Es común la utilización de estructuras de concreto armado, uniendo las cabezas de los pilotes para mejorar su rigidez y comportamiento en general.

La resistencia o capacidad de un pilote y su efecto de factor de seguridad depende de la profundidad a la cual se encuentra hincado el pilote por debajo de las superficies de falla.

El diseño de los pilotes supone la ocurrencia de presiones de tierra sobre el pilote arriba de la superficie de falla y de reacción de subrasante por debajo de esta. Internamente los pilotes se diseñan a flexión y a cortante, como se indica en la figura (Roman, 1996).



Figura 74. Pilotes.

### ■ Muros de pilas de gran diámetro.

En ocasiones se construyen grandes muros a profundidades importantes construyendo pilas de gran diámetro unidas entre sí, conformando una estructura o muro de gravedad. Generalmente se construye una sola hilera de pilas o pilotes, pero en algunos casos se utilizan dos hileras (Ver Figura 75).

La construcción de pilas de gran diámetro para la estabilización de deslizamientos fue descrita por Pachakis y otros (1997) para la estabilización de un talud en Grecia. El sistema

consiste en la construcción de filas de pilas fundidas en sitio de más de un metro de diámetro a un espaciamiento similar a su diámetro. Las pilas se excavan en el suelo o roca y se unen entre sí por medio de vigas formando una estructura reticular. Se pueden construir en el pie, en la parte media o en la parte alta de los deslizamientos.



Figura 75. Esquema del planteamiento de una pila como muro de contención.

Cada pila se supone totalmente embebida en el suelo por debajo de la superficie de falla y se diseña utilizando la teoría de presión de tierras.

MÉTODO	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Tablestaca	Su construcción es rápida y no requiere cortes previos. Son de fácil construcción junto a los cuerpos de agua o ríos.	No se pueden construir en sitios con presencia de roca o cantos. Su construcción es muy costosa.
Pilotes	Se pueden construir rápidamente	Se puede requerir un número grande de pilotes para estabilizar un deslizamiento.
Pilas o Caissons	No se requiere cortar el talud antes de construirlo. Se utilizan sistemas convencionales de construcción. Pueden construirse en sitios de difícil acceso. Varios caissons pueden ser contruidos simultáneamente.	Se requieren profundizar muy por debajo del pie de la excavación. Su costo generalmente es elevado. La excavación puede requerir control del nivel freático. Debe tenerse especial cuidado en las excavaciones para evitar accidentes.

Tabla 27. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura enterrada.

<b>MÉTODO</b>	<b>VENTAJAS</b>	<b>DESVENTAJAS</b>
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.
Anclajes o pernos	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 efectivo en deslizamientos rotacionales
Pantallas ancladas	Efectivos en roca, especialmente cuando es estratificada	
	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

Tabla 28. Estructuras de contención

# CAPITULO III

## CARACTERIZACION

### III. CARACTERIZACION.

#### A. Introducción.

El concepto de caracterización de los movimientos de ladera incluye diferentes términos, desde la definición del origen geológico de las diferentes unidades que conforman la zona de estudio, la exploración del subsuelo hasta la realización de los ensayos de laboratorio que permitan conocer las características físico-mecánicas del suelo.

Este capítulo ha sido dedicado para exponer todos los aspectos necesarios e importantes para poder entender la situación de la zona de estudio en lo referente a los aspectos geográficos, climáticos, geológicos, tectónicos, geomorfológicos, uso del suelo y vegetación, además de aspectos generales como población, servicios básicos, vivienda, educación y salud, que darán la pauta para conocer el ambiente de vulnerabilidad en el que se desarrolla el fenómeno. Para esto fue necesario recabar información de diferentes instituciones como la Unidad de Salud de Chinameca, Alcaldía Municipal de Chinameca, Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales, Servicio Nacional de Estudios Territoriales, Centro Nacional de Registros, Ministerio de Obras Publicas, entre otras.

Posteriormente se realiza la descripción de los sitios de estudio, seguido de la descripción del trabajo de campo que incluye: las visitas de reconocimiento para la selección de las laderas a ser analizadas, la extracción de muestras alteradas y inalteradas, la toma de datos en campo, levantamiento topográfico y la realización de ensayos in-situ. Además se presentan los resultados obtenidos según las observaciones en campo, entre estas las características y los rasgos presentes en cada una de las laderas y alrededores.

Para conocer las propiedades físico-mecánicas del suelo del que esta constituida cada una de las laderas fue necesario realizar los ensayos de granulometría, descripción visual-manual de los suelos, límites de Atterberg, gravedad específica, relaciones volumétricas y gravimétricas, compresión triaxial, corte directo y penetración estándar, la descripción de esta etapa y los resultados son presentados seguidamente de la descripción y resultados de la etapa del trabajo de campo.

Al final del capítulo se realiza un análisis e interpretación de todos los resultados obtenidos en el desarrollo de la fase de campo y de laboratorio.

## B. Descripción general del Municipio de Chinameca.

En este apartado se incluye información sobre aspectos administrativos, sociales, económicos y organizativos, importantes para conocer la situación actual del Municipio de Chinameca.

### 1. Contexto geográfico

Chinameca es uno de los Municipios pertenecientes al Departamento de San Miguel, se encuentra localizado en el extremo oriental de la sierra montañosa Tecapa-Chinameca en la parte media del departamento (Ver Figura 76).

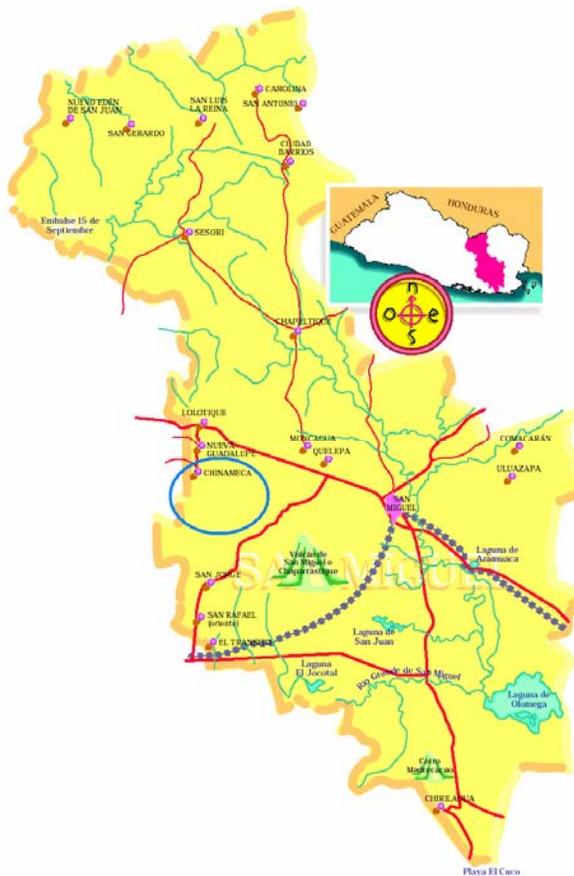


Figura 76. Ubicación del Municipio de Chinameca dentro del Departamento de San Miguel.

Su jurisdicción esta limitada al Norte por el Municipio de Nueva Guadalupe, al Este por los Municipios de Moncagua y San Miguel, al Sur por el Municipio de San Miguel, San Jorge y Santa Elena y al Oeste por los Municipios de Santa Elena y Jucuapa del Departamento de Usulután. (Ver Figura 77). Posee una extensión territorial de 77.3 Km<sup>2</sup>, lo que representa un 3.7 por ciento del área total del departamento de San Miguel.

La cabecera de este Municipio es la Ciudad de Chinameca situada en la falda norte del cerro El Limbo a 580 m.s.n.m y a 22 Km. al Oeste de la Ciudad de San Miguel, a 2 Km. de la Ciudad de Nueva Guadalupe; a 2.5 Km. de la Ciudad de Jucuapa y a 6 Km. al sur de la Carretera Panamericana. Sus coordenadas geográficas son: 13°31'55" de latitud Norte y 88° 25'13" de longitud Oeste.

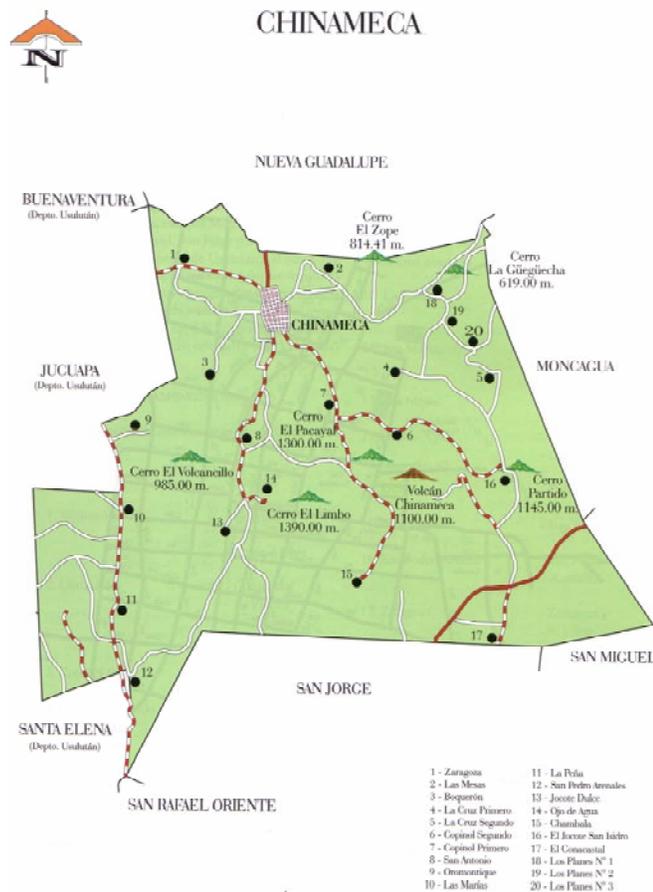


Figura 77. Límites Municipio de Chinameca.<sup>8</sup>

<sup>8</sup> Monografía de San Miguel

## 2. División Político Administrativa.

Para su administración el municipio se divide en dos áreas: zona urbana y zona rural. La zona urbana esta conformada por 6 barrios: EL Calvario, Yusique, Dolores. Nueva España, San Juan y El Centro. La zona rural comprendida por 20 cantones y 36 caseríos, los cuales se detallan en la Tabla 29.

ZONA RURAL			
Cantones	Caseríos	Cantones	Caseríos
Boquerón	Boquerón	Conacastal	Conacastal
	El Limoncillo		La Placita
	Loma Alegre		La Piedrita
			La Cruz
Copinol Primero	Copinol Primero	Chambala	Chambala
Copinol Segundo	Copinol Segundo		Chambalita
El Jocote San Isidro	El Jocote San Isidro	La Cruz Primero	La Cruz Primero
Jocote Dulce	Jocote Dulce	La Cruz Segundo	La Cruz Segundo
La Peña	La Peña	Las Marías	Las Marías
	Las Piletas	Oromontique	Oromontique
Las Mesas	Las Mesas	San Antonio	San Antonio
Ojo de Agua	Ojo de Agua	San Pedro Arenales	San Pedro Arenales
	Los Villalobos	Zaragoza	Zaragoza
Planes primero	Planes Primero		El Llano
	Santa Lucia		El Llanito
Planes segundo	El Salto	Planes tercero	Planes Tercero
	Planes Segundo		El Güegüecho
	El Manzano		Las Lilas

Tabla 29. Cantones y Caseríos del Municipio de Chinameca<sup>9</sup>.

<sup>9</sup> Datos : Alcaldía Municipal de Chinameca

### 3. Población.

Debido a que después del censo de 1992 que fue realizado por la DIGESTYC no se ha realizado otro censo en el país, hasta la fecha no se tienen datos oficiales actualizados de la población. Sin embargo, en la Unidad de Salud de Chinameca se tienen registros de datos de población recolectados por los promotores de salud de los diferentes cantones y caseríos; de donde se obtuvo la información que se muestran en la Tabla 30.

<b>P O B L A C I O N</b>	<b>Rural</b>	5,104
	<b>Urbana</b>	10,072
	<b>Total</b>	15,176

Tabla 30. Población de zona urbana y rural del Municipio de Chinameca.<sup>10</sup>

### 4. Servicios.

Es importante considerar la existencia de los servicios básicos porque estos contribuyen al crecimiento integral y sostenible del municipio.

Entre los servicios públicos con los que cuenta el casco urbano se puede mencionar: Alcaldía Municipal, red del servicio de agua potable, red de alcantarillado sanitario y aguas pluviales, red de energía eléctrica, Juzgado de Paz, Duicentro, Policía Nacional Civil, Unidad de Salud, Telecomunicaciones, Casa Comunal, Centros Educativos y Transporte Colectivo.

### 5. Industria Y Comercio.<sup>11</sup>

La principal industria del municipio lo constituye el procesamiento de café (Beneficio de Café Guadalupe, Ciudad de Chinameca), la elaboración de artesanías y productos lácteos. En el comercio local existen farmacias, bazares, tiendas, ferreterías, agroservicios, restaurantes y otros

<sup>10</sup> Fuente: Unidad de Salud de Chinameca

<sup>11</sup> Fuente: Monografía de San Miguel.

pequeños negocios. La actividad comercial la realiza con las cabeceras municipales de Jucuapa, San Buenaventura (ambos del Departamento de Usulután), Nueva Guadalupe, Moncagua y otras.

En el rubro pecuario existe la crianza de ganado bovino y porcino. También la apicultura y avicultura.

## **6. Fuentes de empleo e ingresos.**

En general, los habitantes de estas comunidades se dedican a la agricultura de cultivos tradicionales, así como a trabajos esporádicos como jornaleros en algunos periodos del año.

La mayoría de los habitantes es propietaria del terreno donde viven, si bien, la mayoría de los agricultores no es dueño de la tierra en que trabaja, siendo arrendatarios de la misma. Este hecho imposibilita que los agricultores accedan a créditos bancarios para mejorar sus explotaciones, ya que carecen de los avales necesarios para que se les concedan.

En la zona urbana los principales ingresos resultan de la actividad del comercio, tanto formal como informal.

Los recursos económicos que poseen son muy escasos, muchas veces por debajo de los \$80 mensuales, lo que les imposibilita acceder a algunos insumos necesarios y condiciona el acceso a la educación, ya que los niños tiene que trabajar para ayudar a la economía familiar.

## **7. Vías de Comunicación.**

La Ciudad de Chinameca, se comunica por carretera pavimentada con los siguientes municipios: Jucuapa, San Buenaventura y Nueva Guadalupe; los cantones y caseríos se enlazan por caminos vecinales a la cabecera municipal.

## **8. Educación.**

El Municipio de Chinameca cuenta con 29 Centros Escolares y 1 Instituto Nacional de Educación Media (ver Tabla 31).

Nombre del Centro Escolar	Dirección	Nombre del Centro Escolar	Dirección
Centro Escolar "Caserío Los Villalobos, cantón Ojos de Agua".	Caserío Los Villalobos, c/ Ojos de Agua, Chinameca, San Miguel.	Centro Escolar "Alberto Recinos H."	Km. 6 Carretera de Jucuapa a Sta. Elena, Cantón Las Marías, Chinameca, San Miguel.
Centro Escolar "Gloria Argüello de Silva"	Colonia El Carmen, cantón Conacastal Chinameca, San Miguel.	Centro Escolar "Cantón Planes de Santa Lucia"	Km. 12 Carretera Panamericana desvío la Estancia, Cantón Planes de Santa Lucia, Chinameca, San Miguel.
Centro Escolar de Chinameca"	11ª Calle Oriente, Barrio Dolores, Chinameca, San Miguel	Instituto Nacional de Chinameca"	11ª Calle Oriente N°. 21, Chinameca, San Miguel.
Centro Escolar "Cantón Planes Terceros"	Km. 122 Carretera Panamericana desvío el Huehuecho, Cantón Planes Terceros, Chinameca, San Miguel.	Centro Escolar "Cantón El Copinol Primero"	Cantón Copinol Primero, Chinameca, San Miguel.
Centro Escolar "Cantón Chambala"	Cantón Chambala, Chinameca, San Miguel.	Centro Escolar "Cantón Jocote Dulce"	Cantón Jocote Dulce, Chinameca, San Miguel.
Centro Escolar "Cantón La Cruz Segunda"	Km. 122 Carretera Panamericana desvío el huehuecho, Cantón La Cruz Segunda, Chinameca, San Miguel.	Centro Escolar "Cantón Cruz Primera"	Km. 122 Carretera Panamericana desvío el Huehuecho, Cantón Cruz Primera, Chinameca, San Miguel.
Centro Escolar "Emilia Callejas"	Calle al Pacayal, Cantón Copinol Segundo, Chinameca, San Miguel.	Centro Escolar "Cantón Zaragoza"	Km. 2 Carretera de Jucuapa a Chinameca Cantón Zaragoza, Chinameca, San Miguel.
Centro Escolar "Cantón San Antonio"	Cantón San Antonio, Chinameca, San Miguel.	Centro Escolar "Cantón Los Planes Primero"	Km. 122 Carretera Panamericana desvío el Huehuecho, Cantón los Planes Primeros, Chinameca, San Miguel.
Centro Escolar "Cantón El Boquerón"	Cantón El Boquerón, Chinameca, San Miguel.	Centro Escolar "Cantón Oromontique"	Km. 3 Carretera de Jucuapa a Sta. Elena, Cantón Oromontique, Chinameca, San Miguel.

Nombre del Centro Escolar	Dirección	Nombre del Centro Escolar	Dirección
Centro Escolar "Doctor Manuel Castro Ramírez "	Km. 9 Carretera de Jucuapa a Sta. Elena, Cantón San Pedro Arenales, vía a Usulután, Chinameca, San Miguel.	Centro Escolar "Señora Rosa Hirlemann de García Prieto"	Calle a Las Placitas Km. 142, Cantón El Conacastal, Chinameca, San Miguel.
Centro Escolar "Cantón Las Mesas"	Cantón Las Mesas, Chinameca, San Miguel.	Centro Escolar "Profesor Jorge Salomón Granados"	Km. 8 Carretera de Jucuapa a Sta. Elena, Cantón La Peña, Chinameca, San Miguel.
Centro Escolar "José A. Mora"	Km. 122 Carretera Panamericana, Cantón Planes Segundo Chinameca, San Miguel.	Centro Escolar "Julián Aparicio"	4ª. Calle Oriente y 6ª. Avenida Sur, Barrio San Juan, Chinameca, San Miguel.
Escuela de Educación Parvularia "Federico Froebel"	Avenida Rosendo Vásquez y 7ª Calle Poniente, Chinameca, San Miguel.	Centro Escolar "Alberto Sánchez"	1ª Avenida Norte, Barrio Dolores, Chinameca, San Miguel.
Centro Escolar "Doctor Rafael Severo López"	6ª Calle Poniente y 3ª Avenida Sur, Chinameca, San Miguel	Centro Escolar Caserío Chambalita	Caserío Chambalita, cantón Chambala, Chinameca, San Miguel.
Centro Escolar Cantón El Jocotillo	Cantón El Jocotillo, Chinameca, San Miguel.		

Tabla 31. Listado de Centros Escolares en el Municipio de Chinameca<sup>12</sup>

## 9. Salud.

En la zona urbana del Municipio de Chinameca se dispone de una Unidad de Salud y una Clínica de Asistencia del Seguro Social.

### a. Indicadores de salud.

Entre las 10 enfermedades mas frecuentes que aquejan a la población del Municipio según Estadísticas de la Unidad de Salud, se refieren a enfermedades bronco respiratorias, gastrointestinales y parasitismo principalmente en la población infantil.

<sup>12</sup> Fuente: Ministerio de Educación

## 10. Vivienda.

La mayoría de las casas esta construida por bahareque, lamina y palma, solo habiendo un porcentaje muy bajo de las mismas que tiene como materiales de construcción adobe o ladrillos de barro.

## C. DESCRIPCION DEL MEDIO FISICO

### 1. Clima.

#### a. El Clima en El Salvador.

Desde el punto de vista climatológico, El Salvador, se encuentra situado en la parte exterior del cinturón Climático de los Trópicos, caracterizado por tener unas propiedades térmicas casi constantes durante todo el año y dos estaciones claramente diferenciadas y dos transiciones que se resumen en la Tabla 32. Las precipitaciones se concentran casi exclusivamente durante la estación lluviosa, si bien, dentro de ella pueden aparecer grandes oscilaciones.

La estación seca se presenta durante el semestre invernal que comprende los meses de noviembre a abril, presentándose las máximas temperaturas al final de la misma, en el mes de abril, antes del comienzo de la estación lluviosa.

La lluvia no se comporta de manera homogénea en todo el país y presenta grandes variaciones de un lugar a otro.

El país se encuentra dentro de la región climática de los trópicos semihúmedos (La Temperatura media del mes más frío es superior a 18° C, ausencia de estación invernal, Pluviosidad anual alta (>750 mm) y excede la evaporación a lo largo del mismo periodo).

Estaciones	Principio	Final	Días
Estación seca	14 de noviembre	19 abril	157
Transición seca-lluviosa	20 abril	20 mayo	31
Estación lluviosa	21 mayo	16 octubre	149
Transición lluviosa-seca	17 octubre	13 noviembre	28

Tabla 32. Estaciones del año.<sup>13</sup>

<sup>13</sup> Fuente: Datos Ministerio de Obras Publicas.

Basados en las definiciones de Köppen, Sapper y Lauer se distinguen tres zonas climáticas de acuerdo con la altura sobre el nivel del mar, medida en metros (m.s.n.m.):

■ **Sabana tropical caliente o tierra caliente** (de 0 a 800 metros). Promedio de temperatura disminuyendo con la altura de 27 a 22 ° C en las planicies costeras y de 28 a 22° C en las planicies internas.

■ **Sabana tropical calurosa o tierra templada** (de 800 a 1,200 metros). Promedio de temperatura disminuyendo con la altura de 22 a 20° C en las planicies altas y de 21 a 19° C en las faldas de montañas.

■ **Clima tropical de las alturas o tierra fría** (de 1,200 a 2,700 metros). De 20 a 16° C en planicies altas y valles, de 21 a 19 en faldas de montañas y de 16 a 10° C en valles y hondonadas sobre 1,800 metros.

## b. El clima en el Municipio de Chinameca.

El clima del municipio es cálido, pertenece al tipo de tierra caliente. Las temperaturas medias mensuales oscilan entre 21.1 y 23.2 °C. Es una zona que se caracteriza por presentar una pluviometría alta. El monto pluvial anual oscila entre 1600 y 1800 milímetros<sup>14</sup>, donde la precipitación mínima corresponde a los meses de Diciembre y Febrero.

Según Koppen, Sapper y Laurer la región donde se ubica la ciudad se zonifica climáticamente como Sabana Tropical Caliente o Tierra Caliente(0-800msnm) la elevación es determinante (700 msnm). En los alrededores del cerro El Pacayal, el Limbo, El Partido, El Volcancillo, El Volcán de Chinameca y faldas del Volcán de San Miguel predomina el clima de Sabana tropical calurosa o tierra templada (Aw) conocido también como Bosque muy Húmedo Sub -Tropical Transición a Húmedo (bmh-ST), presentando una elevación comprendida entre los 800 y 1,200 m.s.n.m. Finalmente los cerros El Pacayal y El Limbo presentan alturas superiores a los 1200 metros, propios del Clima tropical de las alturas o tierra fría.

Considerando la regionalización climática de Holdridge, la zona de interés se clasifica como “Bosque húmedo subtropical” (con biotemperatura y temperatura de aire, medio anuales <

---

<sup>14</sup> Monografía de San Miguel.

24°C). Los vientos son predominantes del Norte en todo el año, durante la noche se desarrolla el sistema local nocturno con rumbos desde las montañas y colinas cercanas, la velocidad media es de 8 km/h.

En vista que en este lugar no hay estación climatológica, en la Tabla 33 se presenta un cuadro resumen de promedios mensuales de las variables mas importantes de la estación de Santiago de Maria (a 12 kms. al Suroeste) la que presenta condiciones climáticas casi similares, aunque con una diferencia de altura de 230 metros. La estación de Santiago de Maria esta ubicada en las coordinas latitud norte de 9°29' y longitud oeste de 88°28' con una elevación de 930 msnm (Ver Figura 78). Los valores estimados de temperaturas y humedad relativa anual para Chinameca con respecto a Santiago de Maria varían en +10°C y -1% respectivamente, con respecto a la precipitación la variación es de -100 mm aproximadamente.

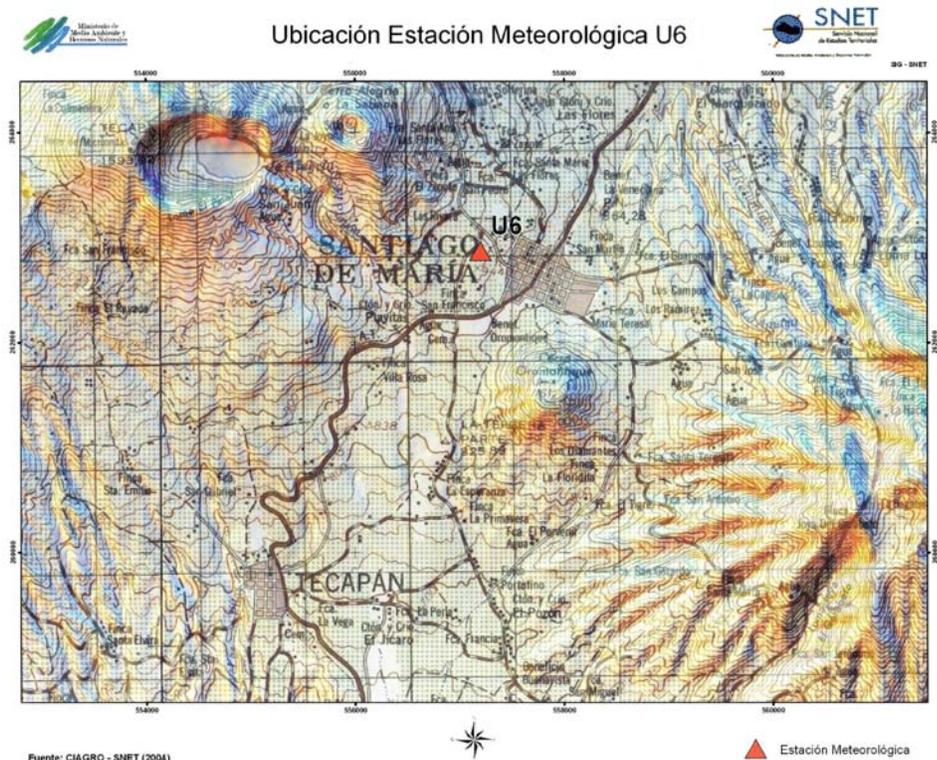


Figura 78. Ubicación de Estación Meteorológica Santiago de Maria.

PARAMETROS	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Precipitación(mm)	3	2	7	50	220	299	240	312	408	246	82	11
Temperatura promedio(°C)	21.5	22.1	22.5	23.2	22.8	23.0	23.0	22.7	21.8	21.9	21.7	21.4
Temperatura máxima promedio(°C)	28.3	29.7	30.9	30.6	29.1	28.6	28.9	28.9	27.5	27.8	27.8	27.7
Temperatura mínima promedio (°C)	16.6	16.9	17.7	18.8	19.2	18.8	18.8	18.8	18.6	18.6	18.0	17.1
Temperatura máxima absoluta 10.4(°C)	33.9	34.4	36.0	37.5	35.4	32.5	32.5	32.7	32.7	31.6	31.5	31.6
Temperatura mínima absoluta(°2.1C)	10.4	11.4	12.2	14.5	15.4	12.3	12.3	14.7	14.6	14.5	9.0	11.0
Humedad relativa (%)	65	63	65	70	79	73	73	77	84	81	74	69
Evapotranspiracion (mm)	131	134	161	1.59	151	162	162	154	129	130	123	124
Viento velocidad media(Escala Beufort)	2.1	2.1	2.0	1.8	1.7	2.1	2.1	1.9	1.8	1.8	2.1	2.2
Viento rumbo dominante	N	N	N	N	S	S	N	N	S	NE	N	N
Nubosidad promedio	2.5	2.6	3.2	5.0	6.6	6.0	6.0	6.4	7.5	6.5	4.4	2.9

Tabla 33. Resumen de promedios mensuales de variables en estación Santiago de María.<sup>15</sup>

## 2. Recursos hídricos.

Los recursos hídricos están constituidos por aguas atmosféricas y subterráneas. Las aguas atmosféricas se precipitan y constituyen el abastecimiento a las cuencas del Lempa y del Río Grande de San Miguel (Ver anexo E-1) que producen la escorrentía superficial y recarga los depósitos de aguas subterráneas (acuíferos). El municipio tiene numerosas quebradas: Joachina, Mal de Orín, La Llorona, La Ceiba, El Cacao, Aguas Tibias, Las Lajitas, La Horca, La Periquera, Agua Caliente, El Mal Paso, La Peñona, Los Pilonos, Las Marías, Los Manzanos, El Chichipate, La Quebradona y La Florida; los Zanjones Mar y Cielo y Chambala, pero la mayoría de ellas son quebradas secas (de invierno) que se caracterizan por el flujo de moderadas a enormes cantidades de agua desde mayo a octubre y presenta condiciones generalmente secas el resto del año como se puede observar en el Mapa de Recursos de Agua Superficial<sup>16</sup> (Ver anexo E-2).

Existen varios nacimientos de agua, incluso de aguas termales en el Cantón San Antonio y Los Ausoles de la Viejona y La laguna de El Pacayal.

En cuanto a las aguas subterráneas existen pequeñas a localmente moderadas cantidades de agua dulce proveniente de acuíferos regionales y moderadas a grandes

<sup>15</sup> Fuente: Servicio Nacional de Estudios Territoriales, Servicio Meteorológico Nacional Centro de Información y Agrometeorología

<sup>16</sup> Fuente: Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales.

cantidades de agua dulce de flujos lávicos. Acuíferos generalmente no confinados., según se puede observar en el Mapa de recursos de agua subterránea<sup>17</sup> (Ver anexo E-3).

### **3. Geología.**

#### **a. Geología Regional.**

El Salvador, desde un punto de vista geológico, es un país extremadamente joven si se considera que una cuarta parte del territorio nacional es de edad pleistocena y tres cuartas partes están cubiertas por rocas de edad terciaria, predominando las épocas pliocena. Los terrenos más antiguos son de edad cretácica y cubren aproximadamente un 5% del territorio salvadoreño. Únicamente estos últimos son de origen sedimentario marino, las demás rocas, con pocas excepciones, están originadas por fenómenos volcánicos. En algunos puntos aparecen, además, rocas intrusivas que pertenecen a la época miocena (terciarias). En la Figura 79 se muestran las diferentes eras geológicas con el tipo de suelo característico.

#### **b. Geología Local.**

Predominan las rocas ígneas volcánicas como: lavas andesítica, basaltos, tobas, cenizas, escorias y materiales piroclásticos conformando estructuras geológicas, como se observa en el Mapa Geológico del Municipio de Chinameca (Ver anexo E-4). En el área de estudio se identifica una formación geológica: la Formación San Salvador, que presenta depósitos del Holoceno. Dicha formación esta compuesta por una secuencia de piroclastitas efusivas acidas-básicas intercaladas.

La geología del área de estudio, al igual que la del resto del país, esta caracterizada por la presencia exclusiva de rocas volcánicas, en este caso, procedentes de erupciones de los volcanes Chaparrastique, Pacayal y Cerro El Limbo.

---

<sup>17</sup> Fuente: Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales.

EPOCA		FORMACION	MATERIALES
Cuaternario	Holoceno	San Salvador	Rocas efusivas básicas-intermedias, intercaladas con capas de piroclastos
	Pleistoceno	Cuscatlán	Tobas acidas en la base, seguidos por lavas acidas-intermedias y lavas básicas-intermedias en la parte superior.
Plioceno			
Mioceno	Superior	Bálsamo	Rocas volcánicas efusivas básicas a intermedias, piroclastitas y epiclastitas volcánicas subordinadas
	Medio	Chalatenango	Rocas efusivas acidas-intermedias, piroclastitas, ignimbritas y epiclastitas acidas
	Inferior		
Oligoceno		Moraban	Rocas intrusitas, efusivas y Vulcano sedimentarias acidas.

Figura 79. Perfil estratigráfico de las capas de material desde la superficie hasta el fondo.

## 4. Tectónica.

### a. Tectónica regional.

El origen de la intensa fracturación existente en el país hay que buscarlo en las características geodinámicos de esta región geológica, estas corresponden a las de una zona de convergencia entre dos placas, concretamente a la subducción de la placa de Cocos bajo la placa del Caribe. El Salvador está situado en el denominado Cinturón de Fuego Circumpacífico.

La facturación de la roca se produce por la compresión que sufren los materiales debido a la intensa presión que supone la fricción de una placa al desplazarse bajo la otra. La dirección de la máxima deformación coincidirá aproximadamente con la dirección perpendicular a la fosa tectónica del Pacífico, donde subduce la placa de Cocos, produciendo fracturas de dirección perpendicular a este desplazamiento y planos de fracturación oblicuos. En la Figura 80 se presenta un mapa tectónico regional de la zona que ilustra los diferentes procesos existentes en el área.

En El Salvador estas interacciones producen varios subprocesos que son los causantes de la sismicidad que afecta al territorio. La interacción entre la placa de Cocos y la del Caribe produce dos zonas generadoras de sismos. La primera zona sismogeneradora en donde se producen los terremotos de mayor magnitud ( $M > 7$ ), ocurren en la placa de subducción (Placa de Cocos) y/o en la interfase entre esta y la placa superior.



Figura 80. Mapa tectónico regional de Centro América.

Estos sismos están asociados a rupturas de fallas normales o inversas que generan sismos a lo largo de la costa salvadoreña y por debajo del territorio, hasta unos 200 km. de profundidad.

La segunda zona sismogeneradora en El Salvador y responsable de la mayoría de sismos destructores, es un sistema de fallas que se extiende de Este a Oeste a lo largo de todo el territorio salvadoreño y paralelo a la cadena volcánica. Los sismos que ocurren en esta franja son de magnitudes intermedias, no mayores de  $M 6.8$ , pero de profundidades someras (5-20

Km.). los terremotos de Chinameca, 1951, San Salvador, 1965, San Salvador, 1986 y San Vicente en febrero de 2001 asociados a esta zona, fueron generados por fallas transversales. Sin embargo, la evidencia de fallas superficiales también indica importantes movimientos verticales.

Esos terremotos de corteza superficial tienen origen tectónico, pero a menudo son llamados “eventos de cadena volcánica” debido a su proximidad al eje volcánico. Son sismos que contribuyen significativamente a la peligrosidad y riesgo sísmico en la región e históricamente han causado mayores daños que los grandes sismos de la zona de subducción, ya que sus epicentros suelen coincidir con núcleos de población.

La interacción entre la placa del Caribe y la placa de Norteamérica produce un efecto secundario en El Salvador, el cual es causante de la actividad sísmica de baja magnitud ( $M > 5$ ) en varias partes del territorio de El Salvador, particularmente en los extremos del oriente y occidente del país.

Esta actividad telúrica generalmente se registra a profundidades someras (5-15 Km.) en forma de enjambres asociados a movimientos de fallas normales en dirección predominantemente norte. La evidencia de fallas superficiales también indica importantes desplazamientos en el pasado.

En un estudio reciente realizado por el Servicio Nacional de Estudios Territoriales en Conjunto con la Universidad Centroamericana “José Simeón Cañas” y la Universidad Politécnica de Madrid denominado “Caracterización del Movimiento de Suelo y sus efectos en la infraestructura durante terremotos del 2001, El Salvador” mediante el análisis que se ha hecho a los terremotos que tuvieron lugar en Enero y Febrero de 2001 se ha sugerido la existencia de un mecanismo de disparo asociado a la transferencia de esfuerzos estáticos controlado por la interacción de fallas normales situadas en la zona de subducción centroamericana, con fallas de desgarre situadas a lo largo de la zona volcánica de El Salvador.

Los datos geológicos locales así como las imágenes de satélite analizadas, apuntan a la existencia de una gran zona de falla de desgarre de más de 100 Km. de longitud por primera vez identificada como tal, que se ha denominado Zona de Falla de El Salvador (ZFES). Esta es la fuente responsable de algunos de los terremotos destructivos ocurridos en la zona volcánica durante el último siglo.

Los terremotos de magnitud mayor de 7.0 generados en la subducción de la placa de Cocos parecen responsables de la reactivación de las fallas a lo largo de la cadena volcánica en la placa de caribe. Todo parece indicar la existencia de relaciones causa efecto entre los grandes terremotos de falla normal en la zona de subducción y los terremotos de desgarre de carácter catastrófico de la zona volcánica.

Al ahondar en la interpretación tectónica global, el mapa de fallas extraído del mapa geológico de El Salvador, muestra la existencia de tres conjuntos de fallas con orientación Noroeste, Norte-Noreste y Este, que se distribuyen por toda la región. La mayor parte de esas fallas tienen longitud menor que 30 Km. La Figura 81 muestra la existencia de una larga estructura, de mas de 100 Km. de longitud, que es la que se ha identificado como ZFES. Esta falla es orientada N90°-100° E y es compuesta por varios segmentos que se extienden desde el borde Este de El Salvador hasta el lado Oeste del lago Ilopango.

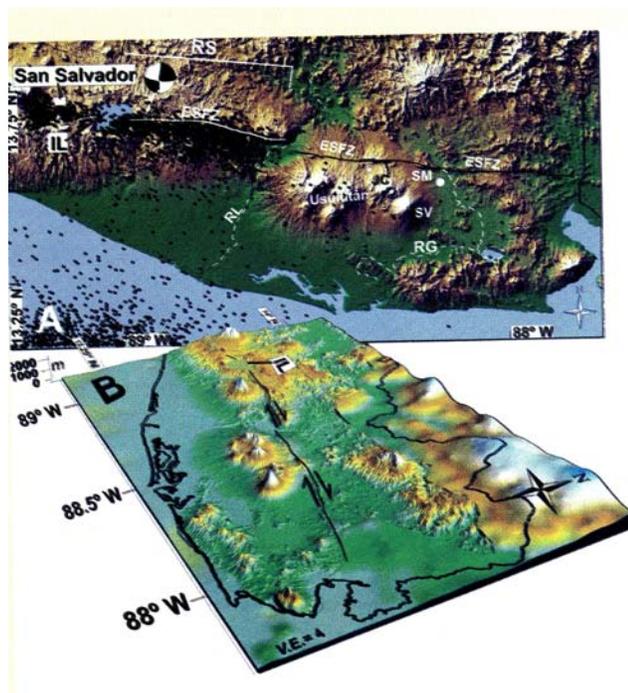


Figura 81. A) Secuencia de replicas del 13 de Febrero de 2001 (Mw 6.6) proyectada sobre la imagen RADAR de la Zona de Falla de El Salvador (ZFES). SM\_volcan San Miguel; IL\_Lago Ilopango; JC\_Jucuapa; RG\_Rio Grande. B) Vista oblicua del modelo de elevación digital del arco volcanico con la traza de la Zona de Falla de El Salvador (ZFES).

Esta zona de falla deforma los depósitos cuaternarios con movimiento lateral derecho y buzamiento oblicuo. Estos movimientos son evidentes cuando la falla afecta las rocas piroclásticas ácidas de Tierra Blanca y Tobas color café.

Se puede observar en la Figura 81 que esta falla está localizada en zona cercana a los sitios de estudio.

## 5. Geomorfología y Relieve.

Las diferentes formas del terreno son el resultado de la interacción de los procesos geológicos internos y los externos. En líneas generales, los primeros son formadores del relieve, mientras que los segundos son los que van a proceder al desmantelamiento de las formas creadas por los procesos geológicos internos.

El relieve va a condicionar el tipo de procesos que pueden actuar sobre él, así como su intensidad. Es el que va a controlar factores como las precipitaciones, red de drenaje o formación de suelos. Se trata de un elemento de suma importancia en el análisis de los procesos de erosión.

### a. Contexto Regional.

En función del origen geológico estructural, determinado por los procesos tectónicos regionales que afectan el conjunto de América Central, se diferencian las siguientes unidades: Planicie Costera, Cadena Costera, Fosa central, Cadena interior, Fosa interior, Montaña Frontera. Estas unidades se caracterizan por las diferencias litológicas y estructurales explicadas a continuación:

**■ Planicie costera.** La planicie costera comprende dos zonas ubicadas en el Oeste y en el centro del país, abarcando ambas más del 12% del territorio nacional. En lo que respecta a la petrografía y origen, no existe uniformidad alguna. Los ríos que descienden de las regiones montañosas, situadas al norte de esta unidad, transportan anualmente hacia el mar un gran volumen de agua de lluvia, lo cual ha contribuido decisivamente a la formación de la planicie, con el aporte de carga en suspensión que es depositada en estas áreas.

■ **Cadena costera.** La cadena costera o cadena volcánica, constituida por las cordilleras del Bálsamo y Jucuarán, cubre igualmente un 12% de la superficie salvadoreña. La altura máxima de esta unidad es de 1200 m y su ancho varía de 15 a 20 km. Petrográficamente esta formada por aglomerados volcánicos gruesos y densos intercalados por niveles delgados de lava andesítica y estratos de tobas e ignimbritas, integrando una serie con un espesor de 1500 m.

■ **Cadena interior.** La cadena interior abarca un 20% del país. Al Oeste limita con la fosa central y la fosa interior en esta zona. Su altura oscila entre 700 y 1000 m.s.n.m. Esta formada aproximadamente por diez plegamientos y petrográficamente esta compuesta por aglomerados volcánicos. Se trata de una unidad formada por volcanes geológicamente inactivos o apagados y bastante erosionados, como el Guazapa o el Cacahuatique.

■ **La fosa interior.** La fosa interior es la unidad geomorfológica más pequeña del país, ocupando un 50% de su territorio. Situada al NE, cuenta con una longitud de 70 km. Desde el punto de vista morfológico, su extremo Oeste es una planicie rellena de material epiclastico. El extremo este es menos pronunciado y esta constituido por tobas.

■ **Montaña fronteriza.** La montaña fronteriza comprende un 25% del país. Esta constituida por dos elementos estructurales, bastante heterogéneos geológicamente, formaciones de Metapán y Chalatenango, en parte formada por rocas intrusitas. Las alturas máximas de la Montaña Fronteriza oscilan entre 1500 y 2500 m.s.n.m. abarcando grandes extensiones.

■ **Fosa Central.** Comprende un 20% de la superficie del país. Se extiende a lo largo de éste con un rumbo de WNW-ESE, limitada al norte y al sur con escarpes de diversas alturas. Su ancho varía entre 10 y 30 km. y su morfología esta ligada estrechamente a las condiciones geológicas de la misma. Los desplazamientos tectónicos de la fosa central han ocurrido a lo largo del tiempo, variando de 1 a 1.5 km. Asumiéndose que en los lugares de mayor altura, los desplazamientos han debido ser muy intensos.

En lugares como San Salvador y Usulután, el ensanchamiento de la fosa es bastante visible. Los cuatro plegamientos de la Cadena Costera están estrechamente conectados con los grandes macizos volcánicos de la Fosa Central, que constituyen los estratovolcanes. En esta franja volcánica se encuentran asociados los volcanes de Santa Ana, Izalco, San Salvador, San Vicente, volcanes de la Sierra Tecapa-Chinameca y San Miguel. La intensa actividad eruptiva

recién ha dado lugar a la formación de estos edificios volcánicos, la mayoría de ellos con laderas inestables, formados por materiales volcánicos jóvenes y poco consolidados. Esto hace que al encontrarse sometidos a la continua acción erosiva de los agentes geológicos externos, especialmente precipitaciones muy intensas durante el periodo de invierno, y la acción continua de los agentes geológicos internos, conformen unidades de relieve vulnerables.

## **b. Contexto local.**

La característica geomorfológica más importante del área de estudio es la presencia del edificio volcánico del Volcán de Chinameca situado sobre la sierra Tecapa - Chinameca, a 4 kilómetros al sureste de la Ciudad de Chinameca. Tiene una elevación de 1100.0 m.s.n.m. Su cráter tiene un área de 2.6 kilómetros cuadrados; en cuyo fondo se encuentra la laguna seca El Pacayal; con una elevación de 845.0 m.s.n.m.<sup>18</sup>

Aparte de este edificio volcánico también existen otras elevaciones de menor importancia: El Cerro La Güegüecha esta situado a 4.3 kilómetros al este de la Ciudad de Chinameca, su elevación es de 619.0 m.s.n.m. *El Pacayal* esta situado a 3.8 kilómetros al sureste de la ciudad de Chinameca, su elevación es de 1310.0 m.s.n.m. *El Limbo* esta situado a 4.1 kilómetros al sur de la Ciudad de Chinameca, su elevación es de 1390.0 m.s.n.m. La Viejona (769 m.s.n.m), El Volcancillo (892 m.s.n.m), Partido (950 m.s.n.m), El Jocote (833 m.s.n.m), de las Mesas y El Zope (814 m.s.n.m); las lomas: Villalobos (738 m.s.n.m), El Cotorro (1027 m.s.n.m), El Hervidero (537 m.s.n.m) y Los Julianes (850 m.s.n.m).

## **6. Vegetación.**

### **a. Vegetación del país.**

Se aprecian diferentes formas vegetales de acuerdo con la zona climática a que pertenece, así como el tipo de suelo que se desarrollan. En la actualidad, queda poco de la vegetación original o natural, a consecuencia de su desaparición por la mano del hombre que elimino muchos bosques para transformarlos en campos agrícolas para cultivo de la caña de

---

<sup>18</sup> Datos: Monografía de San Miguel

azúcar, granos básicos, etc., particularmente en las tierras bajas y zonas de mediana altura, donde predomina el cultivo de café.

### b. Vegetación de la zona.

Según el Atlas de Agricultura y Bosque El Salvador 2002 elaborado por medio de la colaboración de el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales, el Centro Nacional de Registro (CNR/IGN), Instituto Geográfico Nacional de Francia (IGN-FI) y el Centro de Cooperación Internacional en Investigación Agronómica para el Desarrollo (CIRAD). Chinameca es el municipio de San Miguel que tiene el menor área de bosque con 1.9 Ha lo que representa únicamente el 0.02% del área total del municipio (9642.3 Ha) (Ver Figura 82, Tabla 34).

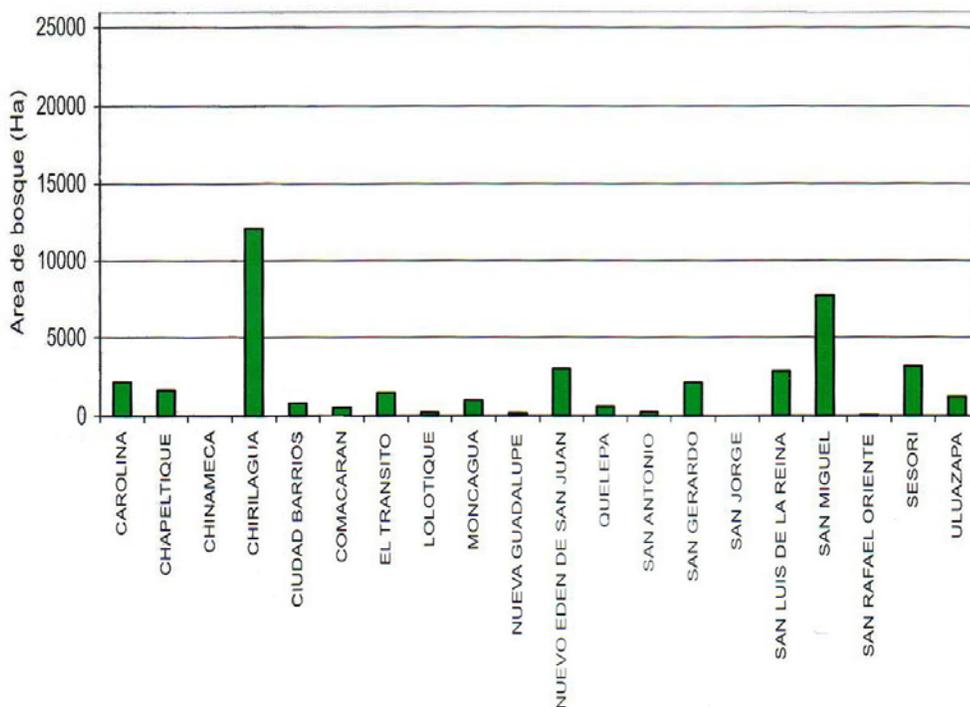


Figura 82. Grafico bosque y cobertura leñosa Departamento de San Miguel. <sup>19</sup>

<sup>19</sup> Fuente: Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales.

La vegetación esta constituida por bosque húmedo subtropical. Las especies más notables son: cultivos de café, conacaste, ceibo, pepeto, madrecaao, ojusthe, volador, papaturro, laurel, maquilishuat, cortez blanco, frutales y pastos.

En los árboles de sombra predominan especies de árboles frutales y forestales. Casi el 100% de la cobertura vegetal existente en el municipio es característica de las zonas cafetaleras, con su bosque artificial de árboles de sombra y el cultivo de café.

En el mapa de vegetación de El Salvador se observa que el tipo de vegetación predominante es el de cultivo permanente (cafetales) y en menor escala zonas de cultivo o mezclas de sistemas productivos (Ver anexo E-5). Sin embargo es importante remarcar que el bosque original de la zona fue sustituido casi en su totalidad por la siembra de café bajo sombra; y este a su vez se sustituyó por la siembra de granos básicos. (Ver Figura 83).



Figura 83. Vegetación predominante en la zona.

En la mayor parte del municipio se observa vegetación característica de zonas de matorrales, con abundantes gramíneas rastreras y arbustos pequeños. Pero en los últimos años ha sufrido mucha alteración por la actividad humana principalmente por el pastoreo de animales y la tala indiscriminada. (Ver Figura 84).

BOSQUE Y COBERTURA LEÑOSA		Departamento: SAN MIGUEL												
Municipios	Caducifolios	Siempre verdes	Mixto Semicaducifolios	Coníferas	Mixto Caducifolios y Coníferas	Manglares	Plantaciones mono-específicas	Galerías	Arbustivo bajo	Esclerófilo o espinoso	Arbustivo costero	Total Bosque (Ha)	% área municipio	Área del municipio (Ha)
CAROLINA	0	0	900.1	0	0	0	0	29.7	100.1	1067.9	0	2187.8	35.18	6219.2
CHAPELTIQUE	1196.8	0	46.8	0	0	0	0	280.4	123.0	0	0	1647.0	16.63	9901.1
CHINAMECA	0	0	0	0	0	1.9	0	0	0	0	0	1.9	0.02	9642.3
CHIRILAGUA	83.7	135.8	1113.4	0	0	28.1	0	54.5	629.9	0	28.1	1206.8	56.36	21411.5
CIUDAD BARRIOS	42.6	0	512.1	0	0.5	0	0	0	223.9	25.6	0	804.7	7.20	11171.1
COMACARAN	9.5	0	0	0	0	0	0	62.5	500.2	0	0	572.2	14.06	4069.3
EL TRANSITO	68.5	83.1	639.2	0	0	0	96.8	108.6	492.0	0	0	1468.2	19.95	7468.3
LOLOTIQUE	0	0	30.0	0	0	0	0	24.5	169.5	0	0	224.0	3.15	7118.4
MONCAGUA	0	7.9	13.9	0	0	0	597.9	143.1	245.9	0	0	1008.7	10.34	9752.8
NUEVA GUADALUPE	0	0	0	0	0	0	20.9	0	166.6	0	0	187.5	10.32	1816.7
NUEVO EDEN DE SAN JUAN	865.6	0	986.5	0	0	0	0	414.2	678.7	97.8	0	3042.8	27.38	11115.2
QUELEPA	0	0	0	0	0	0	491.8	68.0	35.5	0	0	596.3	37.43	1593.2
SAN ANTONIO	0	0	23.8	0	0	0	0	0	108.2	142.1	0	274.1	9.48	2891.2
SAN GERARDO	3.2	0	317.6	0	0	0	0	137.5	1524.4	156.0	0	2138.7	28.27	7565.6
SAN JORGE	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00	3666.5
SAN LUIS DE LA REINA	0	0	2859.6	0	0	0	0	0	0	0	0	2859.6	48.8	5860.1
SAN MIGUEL	577.3	923.2	385.9	0	0	0	12.7	730.6	5113.1	0	0	7742.8	12.84	60312.8
SAN RAFAEL ORIENTE	0	34.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	34.6	0.82	4243.7
SESORI	1975.5	0	262.3	0	0	0	0	244.5	708.9	0	0	3181.2	17.65	18024.2
ULUAZAPA	0.4	0	0	0	0	0	0	0	1224.7	0	0	1224.7	30.75	3884.3
Total bosque departamento (Ha)	4823.1	1184.6	18192.6	0.00	0.5	28.1	1222	2299.1	12044.6	1489.4	0.00	41284		207817.5
% área departamento	2.32	0.57	8.75	0.00	0.00	0.01	0.59	1.11	5.80	0.72	0.00	19.87		

Tabla 34. Bosque y cobertura leñosa en el Departamento de San Miguel<sup>20</sup>

<sup>20</sup> Fuente: MARN. Atlas de Agricultura y Bosque El Salvador 2002.



Figura 84. Tala de árboles en camino a Cantón Jocote Dulce.

## 7. Pendiente.

Los suelos presentan zonas con relieve de colinas altas y baja con pendientes que varían desde 15 % hasta 30 % y zonas con relieve montañoso cuyas pendientes pueden superar el 60 % según se observa en el mapa de pendientes<sup>20</sup> (Ver Anexo E-6).

## 8. Tipos de Suelos.

Por estar en una región de vulcanismo reciente (por los materiales piroclásticos y cenizas); predominan las texturas francas, arenosas o gravillosas. El tipo de suelo que se observa esta constituido principalmente por cenizas volcánicas, conocidas en la ingeniería como limos, que pertenecen a la Formación San Salvador.

La zona de estudio está conformada por diferentes tipos de suelos, dentro de los que se encuentran algunos muy productivos del territorio nacional, así como también, suelos de escaso valor productivo, aptos solo para cobertura boscosa en algunas áreas o para pastizales como se

---

<sup>20</sup> Fuente: Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales.

nota en el Mapa agrológico<sup>21</sup> (Ver Anexo E-7) . Se encuentran principalmente suelos de la clase Litosoles y Andisoles que corresponden a lomas y montañas muy accidentados. La roca madre predominante es toba consolidada mezclada con lavas y aglomerados volcánicos. Son suelos no desarrollados de textura moderadamente gruesa, no muy profundos y frecuentemente pedregosos. Su potencial agrícola es bajo a moderado en donde predominan cultivos permanentes. Son áreas de protección, más adecuadas para la reforestación.

## **9. Uso del suelo**

### **a. Uso de Suelo Urbano.**

En la zona urbana predomina el uso habitacional, ocupando aproximadamente el 70% de la superficie, pero además existen: zonas institucionales y recreativas, áreas comercial, educativa y zonas como el Cementerio Municipal que está ubicado al este del municipio que por la falta de proyecciones de crecimiento urbano planificado, actualmente esta rodeado de colonias, violando con ello la Ley Especial de Cementerios.

### **b. Uso de Suelo Rural.**

El uso mas frecuente que se le da a la tierra es la agricultura, el 96.55% del área total del municipio esta dedicado a este rubro. Las especies que en mayor proporción se cultivan son el café, granos básicos hortalizas y pastos (Ver Tabla 35).

Según el Mapa de uso de suelo, en la zona rural predominan los siguientes usos del suelo (Ver anexo E-8): Árboles frutales, café, cultivos anuales asociados con cultivos permanentes, espacios con vegetación escasa, granos básicos, mosaico de cultivos y pastos, pastos naturales, plantaciones de bosques monoespecíficos, lavas, tejido urbano continuo, tejido

---

<sup>21</sup> Fuente: Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales.

urbano discontinuo, terrenos principalmente agrícola pero con importante espacios de vegetación natural.

## **D. Descripción de los sitios de estudio.**

### **1. Ubicación de la zona de estudio y aspectos generales:**

La zona de estudio abarca 3 Cantones del Municipio de Chinameca: Cantón Jocote Dulce, El Boquerón y San Antonio (Ver ubicación en Figura 85); en cada uno de ellos se realizó el análisis de una ladera.

#### **a. Cantón San Antonio.**

El Cantón San Antonio pertenece al Municipio de Chinameca, en el Departamento de San Miguel. Se ubica a 4 Km. al sur de la ciudad y a 29.7 Km. de la Ciudad de San Miguel y a una elevación de 914 m.s.n.m.(Ver Anexo E-9)

El Cantón San Antonio limita en sus cuatro rumbos: Al Sur con el Cantón Ojo de agua, al Norte con la zona urbana del Municipio de Chinameca, al Este con Cantón Copinol Primero y al Oeste con el Cantón Las Marías.

El acceso en vehículos al cantón, puede hacerse a través de caminos vecinales balastreados desde la ciudad de Chinameca.

El rasgo orográfico más notable y que ejerce influencia al cantón San Antonio, es el cerro El Limbo con una elevación 1390 m.s.n.m. y en cuyas estribaciones Nor Oeste se ubica esta comunidad.

Hasta la fecha se conservan en este lugar, varios nacimientos de agua (entre estas las fuentes naturales El Cacao y El Cobán), incluso de aguas termales como son las conocidas por sus pobladores como "Aguas tibias" y "Pozo caliente".

Municipios	Departamento: SAN MIGUEL											Área del municipio (Ha)	
	Granos básicos	Pastos	Café	Caña de azúcar	Arboles frutales	Palmeras Oleíferas	Asociación cultivos anuales y perennales	Mosaico cultivos y pastos	Mosaico cultivos pastos y vegetación natural	Otros	Total agricultura (Ha)		% área municipio
CAROLINA	1473.50	927.0	0	0	0	0	163.3	205.7	1139.0	0	3914.5	62.94	6219.2
CHAPETIQUÉ	2576.2	3672.3	0	0	0	0	329.8	1271.1	303.1	9.5	8108.0	81.89	9301.1
CHINAMECA	1306.9	50.5	6624.4	0	0	0	65.4	737.5	505.0	0	9309.7	96.55	9642.3
CHIRILAGUA	761.9	2838.8	0	131.3	1001.3	0	0	1322.8	725.4	0	6781.5	31.67	21411.5
CIUDAD BARRIOS	989.6	289.9	3175.4	0	0	0	2003.8	46.1	3822.5	0	10307.3	92.27	11171.1
COMACARAN	131.5	1916.9	0	0	0	0	0	504.1	924.0	0	3476.5	85.43	4069.3
EL TRANSITO	2223.5	794.8	0	1310.9	0	0	11.5	338.7	325.0	47.7	5052.1	67.74	7459.3
LOLOTIQUE	1538.8	1224.7	0	0	0	0	439.0	1714.3	1273.5	0	6190.3	86.96	7118.4
MONCAGUA	2342.1	1636.7	816.2	0	0	0	170.1	2419.6	1280.1	0	8663.8	88.83	9752.8
NUEVA GUADALUPE	230.4	77.1	177.5	0	0	0	17.2	777.7	83.4	0	1363.3	75.04	1816.7
NUEVO EDEN DE SAN JUAN	3314.3	1136.1	0	0	0	0	0	0	3334.3	0	7784.7	70.04	11115.2
QUELEPA	369.9	129.8	0	0	0	0	5.2	325.2	140.5	0	970.6	60.92	1593.2
SAN ANTONIO	164.1	1397.7	251.5	0	0	0	0	113.5	643.8	0	2570.6	88.91	2891.2
SAN GERARDO	3920.1	289.0	0	0	0	0	0	342.1	840.7	0	5391.9	71.27	7565.6
SAN JORGE	1576.7	33.4	999.6	0	0	0	19.4	732.4	115.1	0	3476.6	94.82	3666.5
SAN LUIS DE LA REINA	2691.8	142.1	0	0	0	0	0	37.4	99.6	0	2970.9	50.70	5860.1
SAN MIGUEL	9122.2	8919.9	1821.2	2934.1	0	0	932.3	12086.6	5211.2	0	41027.5	68.02	60312.8
SAN RAFAEL ORIENTE	2062.6	1.8	4.4	10.9	0	0	644.5	956.5	169.8	0	3890.5	90.73	4243.7
SESORI	2956.3	2747.8	0	0	0	0	2727.3	1323.4	4869.3	0	14624.1	81.14	18024.2
ULUZAZAPA	904.7	438.6	0	0	0	0	0	0	1287.4	0	2630.7	66.03	3984.3
Total bosque departamento (Ha)	40657.1	28644.9	13870.2	4387.2	1001.3	0	7554.8	25199.7	27092.7	57.2	146465.1		207817.5
% área departamento	19.56	13.78	6.67	2.11	0.48	0.00	3.64	12.13	13.04	0.03	71.44		

Tabla 35. Agricultura en Municipios de San Miguel.<sup>23</sup>

<sup>23</sup> MARIN: Atlas de Agricultura y Bosque El Salvador 2002.

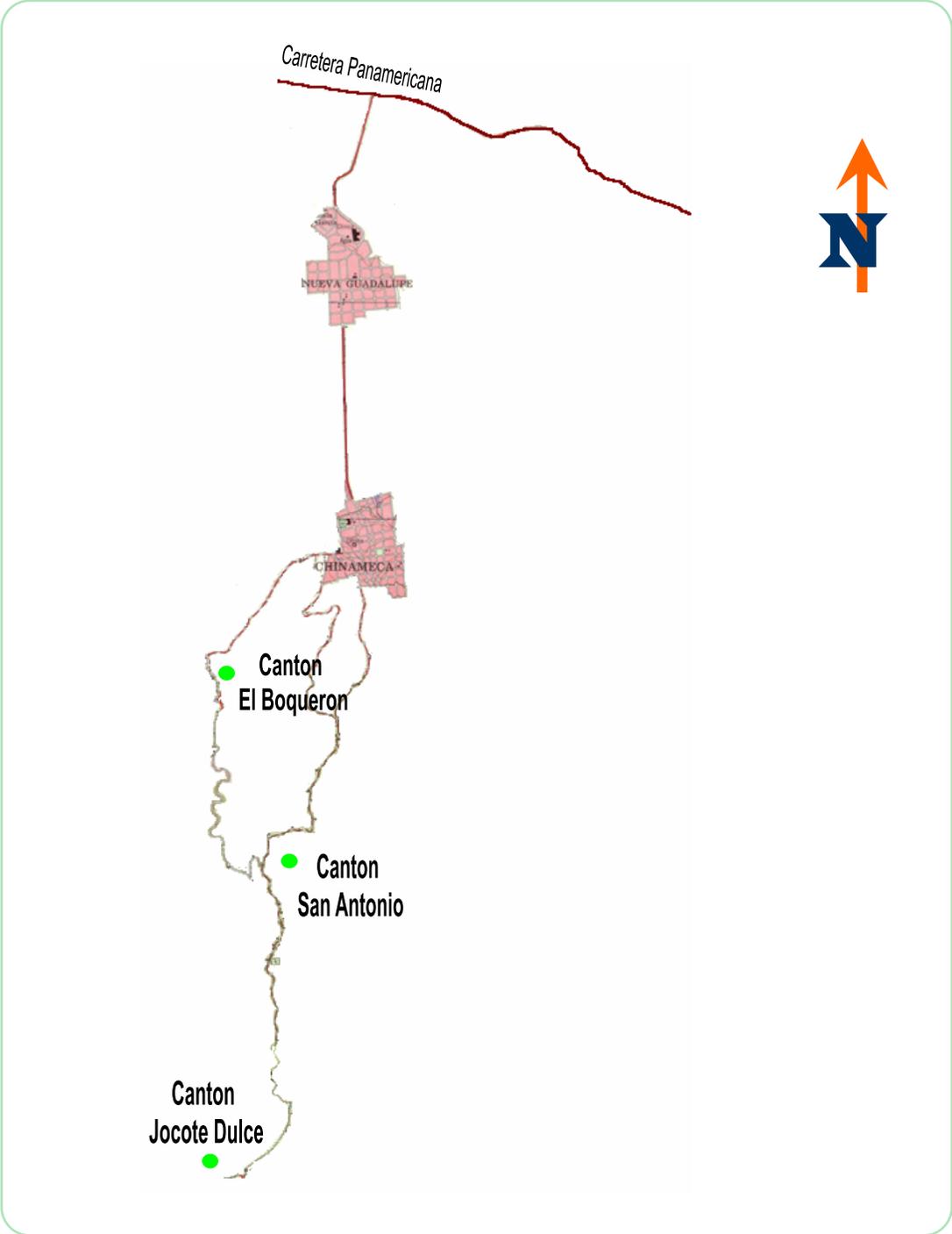


Figura 85. Plano de Ubicación de los Cantones en estudio.

Según datos de la Unidad de Salud de Chinameca, existen 217 viviendas de las cuales el 90% esta construido con bahereque y el resto con concreto mixto.

La distribución de la población del cantón San Antonio se presenta en la Tabla 36.

Sexo	Numero de Personas
Hombres	154
Mujeres	283
TOTAL	437

Tabla 36. Población del Cantón San Antonio.<sup>22</sup>

## b. Cantón Jocote Dulce.

El Cantón Jocote Dulce pertenece al Municipio de Chinameca, en el Departamento de San Miguel. Se ubica a 7 km. Al sur de esta importante población y a 31.7 km. de la Ciudad de San Miguel. Limita en sus cuatro rumbos: Al Sur con el Cantón Candelaria del Municipio de San Jorge, al Norte con el Cantón Ojo de Agua, al Este con Cerro El Limbo y Loma Alta o El Hervidero, al Oeste con el Cantón Las Peña. Su posición geográfica es LN 13° 27'57" LGW 88° 21'27"(Ver anexo E-9)

El Cantón comprende el Caserío Jocote Dulce, Fincas El Porvenir y San Rafael. Al crecer su población se han constituido los caseríos: El Jocotillo, La Cruz y Los Cisneros.

El acceso en vehiculo al cantón, puede hacerse a través de caminos vecinales desde la Ciudad de Chinameca, pasando por el Cantón San Antonio y Ojo de Agua. El transporte de personas se realiza por calles vecinales. Otra vía de acceso, es por la calle que conduce a San Pedro Arenales.

---

<sup>22</sup> FUENTE: Unidad de Salud

El rasgo orográfico más notable y que ejerce influencia al cantón Jocote Dulce, es el cerro El Limbo con una elevación de 1390 m.s.n.m. y en cuyas estribaciones Sur Oeste se ubica esta comunidad.

El cantón Jocote Dulce se caracterizó en el pasado por poseer abundantes bosques, que posteriormente dieron paso a grandes extensiones de fincas de café. Este nuevo bosque de café, predominó durante muchos años, se fue perdiendo en la medida que los cultivos de subsistencia aumentaron. Esta situación ha producido un desequilibrio en el Medio Ambiente, el paisaje natural se ha desfigurado, en su lugar aumentan las áreas desforestadas, se ha perdido la flora y fauna.

Según datos de la Unidad de Salud de Chinameca, existen 322 viviendas de las cuales el 100% esta construido con bahareque.

La distribución de la población del cantón Jocote Dulce se presenta en la Tabla 37.

Sexo	Numero de Personas
Hombres	212
Mujeres	316
TOTAL	528

Tabla 37. Población del Cantón Jocote Dulce.<sup>23</sup>

### c. Cantón Boquerón.

El Cantón El Boquerón pertenece al Municipio de Chinameca, en el Departamento de San Miguel. Se ubica a 2.5 Km. al sur de la ciudad y a 28.3 Km. de la Ciudad de San Miguel.

El Cantón Boquerón limita en sus cuatro rumbos: Al Sur con el Cerro el Volcancillo, al Norte con el Cerro la Viejona, al Este con Copinol Segundo, al Oeste con el Cantón y caserío El Chagüite del Municipio de Jucuapa (Ver anexo E-9).

---

<sup>23</sup> Fuente: Unidad Salud Chinameca.

El acceso en vehiculo al cantón, puede hacerse a través de caminos vecinales desde la Ciudad de Chinameca.

La distribución de la población del cantón Boquerón se presenta en la Tabla 38.

Sexo	Numero de Personas
Hombres	318
Mujeres	293
TOTAL	611

Tabla 38. Población del Cantón Boquerón.<sup>24</sup>

## E. Descripción de trabajo de campo.

Gran parte de los problemas geotécnicos como los deslizamientos tienen antecedentes o manifestaciones. La identificación de las condiciones locales del sitio y de los factores intrínsecos que hacen propicia la inestabilidad del terreno, son aspectos que se describen en este apartado. Se presenta una descripción general de las observaciones realizadas durante la visita de campo y para ello, se presenta una breve descripción de los suelos y algunos aspectos que pueden llegar a constituirse agentes desencadenantes de inestabilidad de las laderas.

La etapa de campo se llevó a cabo durante 2 meses, correspondientes a Julio y Agosto de 2005 y posterior monitoreo en el mes de Febrero de 2006. En esta etapa se procedió al levantamiento geológico y finalmente la recolección de muestras.

### 1. Visitas de reconocimiento.

Se efectuaron algunas visitas de reconocimiento a todos aquellos lugares que han sido marcados como de riesgo a deslizamientos en estudios anteriores y se seleccionaron tres laderas

---

<sup>24</sup> Fuente: Unidad Salud Chinameca.

en base a los siguientes criterios: Riesgo humano, accesibilidad de información requerida para la investigación, antecedentes históricos y factibilidad de la realización de la investigación.

- **Criterio de riesgo humano:** Bajo este criterio se incluyeron zonas de alta densidad poblacional. En donde el desencadenamiento de un fenómeno de inestabilidad traería pérdidas humanas o de aislamiento de la comunidad.

- **Criterio de acceso a la información:** se incluirán zonas en donde exista la información necesaria, o la mayor parte de ella, para el desarrollo de la investigación. Esta información consiste en: mapas, planos topográficos, estadísticas, etc.

- **Antecedentes históricos:** este criterio se refiere a que la zona haya sido afectada por inestabilidad.

- **Factibilidad de realizar la investigación:** se incluirán lugares en los que se pueda gestionar los permisos necesarios para realizar las investigaciones, además que parezcan seguros para los trabajos que ahí se realizaran. También se tomara en cuenta acceso al lugar y que presente condiciones de visibilidad y espacio adecuado.

Al final se seleccionaron las laderas más críticas que están ubicadas en 3 diferentes cantones: Cantón San Antonio, Jocote Dulce y El Boquerón.

Se enumeraron las laderas de la siguiente manera:

<b>Ladera N° 1</b>	Ladera ubicada en Calle a San Antonio, en el lugar conocido como "la Cuesta de los Merlos".
<b>Ladera N° 2</b>	Ladera ubicada en Cantón Jocote Dulce, a 15 mts. de la Iglesia Local.
<b>Ladera N° 3</b>	Ladera ubicada en Cantón Boquerón, a 50 mts del Centro Escolar de la localidad.

Tabla 39. Codificación de las laderas.

## 2. Extracción de muestras alteradas e inalteradas.

Luego de seleccionar las laderas que serian analizadas, se inició la perforación de las calicatas para la obtención de muestras alteradas e inalteradas, considerando que la muestra que se debe extraer debe ser de una parte de la ladera donde haya poca o ninguna alteración, se decidió extraerlas de la cabeza a una profundidad entre 1 y 2 m. y a una distancia considerable hacia adentro de la corona.

Se perforaron un total de 3 calicatas, cuyas características principales son las siguientes:

Método de extracción: Manual, a cielo abierto con toma de muestras alteradas e inalteradas<sup>25</sup>.

Sección: 1x 1.5 m. aproximadamente.

Profundidad: 1-2 m.

Las muestras fueron debidamente protegidas y llevadas al Laboratorio de Suelos de la Universidad de El Salvador para la realización de los ensayos respectivos que permitirán conocer las propiedades físico-mecánicas.

En cada perforación se hizo una descripción estratigráfica de los estratos encontrados y se tomaron muestras representativas de cada uno de ellos, para ser sometidas posteriormente a diferentes ensayos para determinar las propiedades del suelo.

## 3. Toma de datos en campo.

Se efectuó la recolección de información referente a las características geológicas, hidrológicas y geomorfológicas, características del movimiento el estado de conservación y rasgos presentes en la ladera tomando como guía el instrumento N° 1(Ver anexo F), elaborado previo a las visitas de reconocimiento. Las fichas de campo se consideran el elemento principal para recopilar la información necesaria para lograr la caracterización de los sitios de estudio y el tipo de movimiento. La información contenida en la ficha se refiere a los siguientes aspectos: lugar visitado, caracterización de la amenaza y elementos . Se utilizo un total de 3 fichas para recopilar la información de cada ladera.

---

<sup>25</sup> Excepto en Cantón Jocote Dulce donde se realizó la calicata pero no se pudo obtener una muestra inalterada.

Además, para efectos de ubicación de puntos en hoja topográfica se tomaron las respectivas coordenadas con un GPS con precisión de  $\pm 5\text{m}$ . a la vez se utilizó un Clinómetro modelo Brunton Clinometer con un error de 2% para obtener datos promedios de inclinación y altura de la ladera.

En el desarrollo de la fase de obtención de datos en campo se tomaron fotografías de todos los rasgos importantes de la ladera en estudio y la zona en general, además fue necesario realizar entrevistas con los lugareños y recabar información importante que pudiera servir para conocer mejor la problemática.

#### 4. Levantamiento Topográfico.

La topografía de un sitio de deslizamiento produce información básica para el análisis de los movimientos, por lo que se efectuó un levantamiento topográfico (Ver Figura 86) en cada una de las laderas analizadas y de esta forma conocer la geometría de la ladera, necesaria para la elaboración de perfiles y posterior análisis de estabilidad.



Figura 86. Levantamiento topográfico.

#### 5. Penetración Estándar (SPT).

El Ensayo de Penetración Estándar y Muestreo de Suelos con Cuchara Partida (SPT) se realizó para obtener la estratigrafía del suelo y algunos parámetros de resistencia del suelo, esto

se llevó a cabo con el equipo proporcionado por la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de El Salvador y con la ayuda de un técnico laboratorista. Los ensayos se realizaron en el pie de las laderas N°1 y N° 2.

En la Tabla 40 se presenta la norma empleada y la finalidad del ensayo.

Ensayo	Norma	Finalidad
Prueba de Penetración Estándar y Muestreo de Suelos con Cuchara Partida (SPT)	ASTM-D1586-99	Permite conocer la estratigrafía del suelo, además se puede obtener la resistencia del suelo a partir del número de golpes para hincar 30cm. dentro del suelo un sacamuestras normalizado, a la vez, con el apoyo de una serie de tablas se pueden realizar correlaciones para obtener otros parámetros como el ángulo de fricción interna y la compacidad.

Tabla 40. Norma y finalidad del ensayo SPT

## F. RESULTADOS DEL TRABAJO DE CAMPO.

En base a las observaciones realizadas en cada una de las laderas, zonas aledañas y relieve en general es que se presentan los siguientes resultados:

### 1. Resultados de Ladera N° 1.

#### a. Descripción general.

Esta ladera está ubicada sobre la calle que conduce al Cantón San Antonio, sus coordenadas geográficas son: N 13°29' 37.5'' WO 88° 21'15.3'' y su altura es 914 m.s.n.m.

De acuerdo con las observaciones realizadas la zona se caracteriza por la presencia de deslizamientos activos a lo largo de la calle que comunica al cantón con la zona urbana de la Ciudad de Chinameca, se observan numerosos deslizamientos de pequeñas dimensiones que no sobrepasan los 8 m<sup>3</sup>. Son, en su mayoría recientes, aunque se han podido identificar algunos ya cubiertos por la vegetación, sin que esto signifique que sean fósiles, ya que dicha vegetación

tiende a colonizar estas zonas rápidamente. (Ver Figura 87). Las áreas circundantes muestran evidencias (rasgos geomorfológicos) de antiguos deslizamientos. En la zona de estudio se pueden apreciar huecos en forma de concha y abultamientos en el cuerpo de la ladera que indican la ausencia y acumulación, respectivamente, de masas de suelo que han sufrido movimiento o desplazamiento.



Figura 87. Deslizamiento en la zona.

La zona se caracteriza por presentar una alta erosión, en parte, debido a malas prácticas agrícolas ya que los lugareños aprovechan los terrenos utilizándolos para la siembra de granos básicos.

La topografía de la zona es bastante accidentada y se caracteriza por presentar laderas con pendientes pronunciadas, terrenos agrietados y con alto potencial de deslizamiento. Cada año durante la temporada de lluvias tienen lugar movimientos del terreno que los habitantes de los alrededores de la zona conocen como “derrumbos”. Estos movimientos han provocado en ocasiones el cierre por completo de las principales calles de acceso al cantón y serios agrietamientos en la ladera.

En términos generales se puede decir que los mayores problemas de inestabilidad, se localizan en el sector conocido como cuesta Los Merlos, a 60 m al Norte de la Iglesia de la

localidad, donde las pendientes del terreno pueden alcanzar los 90° de inclinación. Esta zona se puede considerar crítica; sin embargo, no se puede afirmar que el resto de la zona sea segura, debido a que ya se han presentado síntomas de inestabilidad que se reflejan en la inclinación de árboles (fenómeno de reptación) (Ver Figura 88) y pequeños derrumbes que se dan sobre todo en época lluviosa. Existen indicios de reptación también en una cárcava de gran tamaño que se localiza en el extremo opuesto de la ladera (Ver Figura 89) en la cual los habitantes de la zona depositan restos de vehículos, basura y otros.

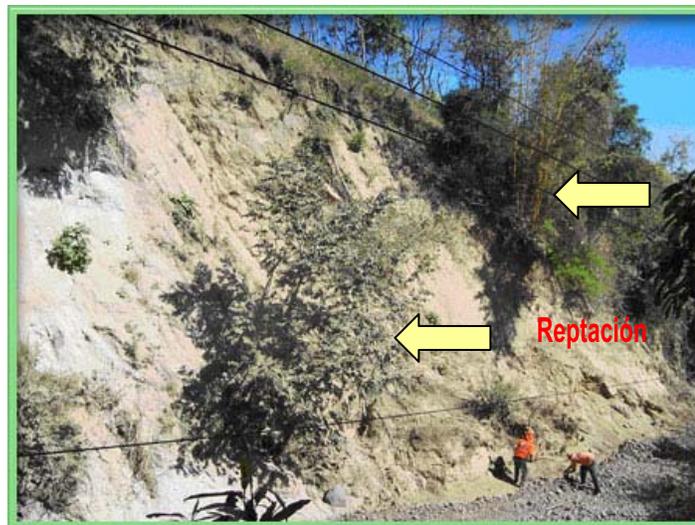


Figura 88. Reptación en ladera N° 1.



Figura 89. Cárcava con indicios de reptación.

Las visitas de campo fueron realizadas en el mes de agosto durante la época lluviosa, sin embargo se realizaron viajes de monitoreo durante los meses siguientes y en una visita reciente se encontró que la ladera había cambiado de configuración debido a que un bloque considerable de suelo se había desprendido en algunos puntos de la ladera donde se habían identificado en las primeras visitas una serie de grietas que indicaban la posibilidad que se generara un desprendimiento, aunado a esto, un sismo (el día 20 de febrero del 2006 sismo con una magnitud 5.6 intensidad IV-V localizado en el Golfo de Fonseca)<sup>26</sup> percibido en toda la zona en días anteriores al desplazamiento de la masa pudo haber sido uno de los factores que aceleraron el movimiento (Ver Figura 90) dejando el talud en una condición mas susceptible a deslizamiento ya que se han profundizado algunas grietas y formado nuevas que podrían ser precursoras de un problema de inestabilidad mayor, particularmente en la temporada de lluvias que se aproxima.(Ver Figura 91).



Figura 90. Vista de ladera No. 1 Antes y después del deslizamiento reciente.

Una posible configuración transversal de esa masa fallada es la que se propone en la Figura 92. Se trata, desde luego, de una reconstrucción aproximada con base en el trazado en planta de la zona fallada y de las mediciones realizadas con equipo topográfico durante la visita de campo.

---

<sup>26</sup> Registro del SNET



Figura 91. Ladera No. 1 antes y después del deslizamiento.

De acuerdo con el esquema propuesto, la masa inestable presenta una superficie de falla que es observada claramente. Este deslizamiento ocurrido en el mes de febrero puede considerarse como local, aunque hoy forma parte integral de toda la masa inestable.

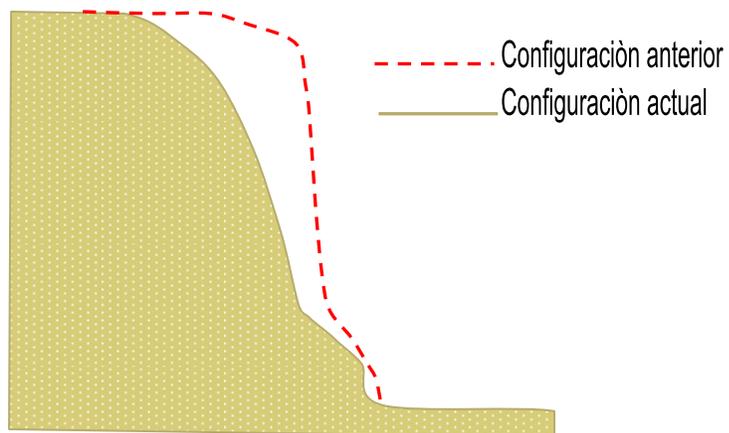


Figura 92. Vista transversal del corte en ladera No. 1.

## b. Características de la ladera.

En general el sector visitado y sus alrededores se caracterizan por presentar una topografía montañosa con fuertes pendientes, conformada por roca volcánica. El perfil encontrado para las perforaciones realizadas presenta en rasgos generales estratigráficos características similares.

En efecto, hasta una cota que podemos establecer entre aproximadamente 10 m a 11 m, se encuentran suelos granulares principalmente flujo de lava (pómez) y piroclásticos (lapilli), y por debajo, suelos areno-arcillosos.

La forma de la ladera es cóncava con una pendiente media de la ladera de 85°, se observa la acción erosiva de agentes como el agua, la cual causa la disminución de las propiedades de resistencia de los materiales. Dicho fenómeno es perceptible en la pendiente y en los márgenes de la ladera, además en ambos lados de la calzada de la calle se han generado grietas producto de la esorrentía.

En las primeras observaciones que se hicieron se notó la presencia de discontinuidades o grietas que atravesaban longitudinalmente el cuerpo de la ladera, después del movimiento reciente se observan fracturas o grietas que cortan amplios bloques del suelo; se asume que por dichas grietas se infiltrará el agua lluvia incrementando el peso de los materiales ya inestables, con el consiguiente riesgo de un mayor desprendimiento o deslizamiento (Ver figura 93).



Figura 93. Grietas en ladera N° 1.

Cabe mencionar que en la visita realizada en la temporada lluviosa del año pasado se observó que la superficie de la ladera se encontraba húmeda, en observaciones recientes se nota que si bien superficialmente el suelo está seco a cierta profundidad presenta humedad.

Después de que tuviera lugar un movimiento de gran magnitud recientemente, el grado de estabilidad de la ladera es activo, es decir, se sigue moviendo lentamente. Durante el periodo lluvioso el movimiento que tiene lugar es compuesto ya que ocurren dos tipos de movimientos: caída de granos (debido a que el material de que esta conformada la ladera (pómez) tiene poca cohesión) y desmoronamiento (se observa caída de bloques de suelo). Actualmente solo se observa caída de granos. La superficie de falla se extiende en la dirección del movimiento.

En la corona de la ladera no hay rasgos de erosión, hay presencia de vegetación específicamente hierbas, arbustos y árboles, no así en el pie y cuerpo de la ladera donde la vegetación es de escasa a nula.

Es importante hacer notar la evolución de la cárcava que se encuentra en la ladera, la cual durante el transcurso del tiempo que ha durado la investigación ha aumentado sus dimensiones en parte debido a la intervención humana ya que algunos lugareños retiran material del sitio, según expresaron habitantes de la zona. Pero también incide la erosión eólica y del agua.

## 2. Resultados de Ladera N° 2.

### a. Descripción general.

Esta ladera esta ubicada sobre la calle que conduce del Cantón San Antonio al Cantón Jocote Dulce, en las coordenadas geográficas: N 13°28' 7.4'' WO 88° 21'22.1''y su altura: 710 m.s.n.m.



Figura 94. Vista de Ladera N° 2

Este punto se ubica en la ladera sur poniente de la sierra Tecapa-Chinameca (Ver Figura 95). Se observa un avanzado deterioro de la calle producto de la erosión hídrica. Los habitantes de la zona utilizan carretas tiradas por bueyes para trasladar productos y debido a que no se han construido obras para reducir la velocidad del agua de escorrentía, se incrementa el problema de erosión. (Ver Figura 95)

La topografía es muy accidentada y se observan suelos con poca pedregosidad. A pesar que las áreas contiguas a la calle están cubiertas de vegetación joven se observa deforestación en el lugar sobre todo debido a que los habitantes de la zona aprovechan el suelo para el cultivo de granos básicos y por tanto acostumbran cortar los árboles en los cerros así también desgastan el suelo con prácticas inadecuadas de cultivo (quemadas), lo que facilita una alta escorrentía superficial en la zona contribuyendo a erosionar el suelo y a la vez propiciar condiciones de inestabilidad en las laderas.



Figura 95. Deterioro de la Calle hacia Jocote Dulce.

Se evidenció un proceso de inestabilidad reciente, hacia la parte media y alta de la ladera. El movimiento en masa observado corresponde a un deslizamiento: Flujo de detrito (Ver Figura 96).

El proceso de inestabilidad se ha visto agravado por la erosión en el cuerpo de la ladera debido a la escorrentía que corre por la superficie así como por actividad humana.



Figura 96. Deslizamiento reciente en la Ladera N°. 2

Asimismo se observan movimientos recientes en la ladera sobre la cual se encuentra la iglesia de la localidad. Algunas personas han construido “barreras” de madera para tratar de retener el desprendimiento del material de la ladera (Ver Figura 97), es evidente que estas obras son ineficientes ante un gran movimiento.



Figura 97. Barreras elaboradas por los pobladores.

## b. Características de ladera No. 2.

De acuerdo con las observaciones realizadas en campo, se trata de materiales constituidos principalmente por brechas volcánicas y tobas. Son materiales que en condiciones inalteradas presentan una gran resistencia a la compresión y una elevada capacidad de carga. Sin embargo, ha perdido sus esfuerzos de confinamiento natural debido a la ejecución de cortes y excavaciones principalmente en el pie de la ladera, donde particularmente los pobladores de la zona extraen el material para utilizarlo como arena para construcción, además pierden esa capacidad portante e inician un proceso de alteración o degradación que se manifiesta en forma de agrietamientos y desprendimientos los materiales debido al sometimiento de condiciones climáticas extremas y a un estado de saturación constante en época lluviosa.

Los perfiles verticales de los deslizamientos observados muestran la conformación del suelo en la zona, el cual generalmente está estructurado por estratos o capas de diferentes clases de materiales, observándose en la mayor parte del terreno la presencia de capas inferiores constituidas por material suelto (lapilli) conformado por arena y grava fácilmente removible, que le confiere gran inestabilidad a los estratos superiores(Ver Figura 98).



Figura 98. Estrato de lapilli en Ladera N°. 2

El tipo de material predominante en la zona son los piroclastos en diferentes diámetros, desde cenizas volcánicas hasta arena piroclástica (Ver Figura 99).

La forma de la ladera es cóncava con una pendiente media de 85°. Se observa erosión en las laderas ubicadas en la zona de estudio, la erosión es perceptible sobre todo en las pendientes (erosión por viento, agua y la gravedad) y en los márgenes. Debido a que el material (ceniza volcánica) es bastante poroso, permite una buena infiltración del agua de escorrentía por lo que el suelo presenta bastante humedad.

La corona del talud esta semivegetada y erosionada; sin embargo se observa la presencia de vegetación arbustiva en la pendiente de la ladera y arbórea en la corona. Específicamente en la cabeza se encuentra un árbol (80 cm de diámetro aproximadamente) de gran tamaño que constituye una sobrecarga a la ladera.



Figura 99. Piroclastos Ladera N° 2

Otros rasgos observables son la existencia de lóbulos de acumulación de material y grietas transversales.

### 3. Resultados de Ladera N° 3.

#### a. Descripción general.

Esta ladera esta ubicada en las coordenadas geográficas: N 13° 30'6.5" WO 88°21' 38" a una altura de 744 m.s.n.m.

El suelo de la zona es utilizado tanto para el cultivo de granos básicos como para el pastoreo lo cual ha producido erosión debido a la reducción de la cobertura vegetal. En la Figura 100 se observa la deforestación en los alrededores de la ladera No. 3.



Figura 100. Deforestación en zona aledaña a ladera No. 3.

En esta zona del Municipio, particularmente se originan procesos termales, existen algunos ausoles producto de la actividad del Volcán Chaparrastique.



Figura 101. Tramo de muro construido para protección de la calle en ladera No. 3.

Sobre la corona de la ladera esta asentada la calle principal (empedrada) que conduce hacia el interior del Cantón Boquerón lo que representa un peligro para todas las personas que diariamente transitan en el lugar especialmente para los niños del Centro Escolar " El Boquerón", el cual se localiza el a escasos 30 mts. del margen de la ladera.

Como protección de la calle existe un tramo de muro de piedra el cual se esta dañando debido a la socavación y se necesita estabilizar la ladera para evitar la destrucción del muro y la calle de acceso, que es la principal vía de comunicación hacia de la comunidad del Boquerón. (Ver figura 101).

### **b. Características de la ladera.**

La ladera esta conformada básicamente por un depósito coluvial (Ver Figura 102). Es un material bastante meteorizado, que presenta un alto grado de fracturación y en general una degradación progresiva tanto por la erosión como por la alteración de los minerales del suelo y las rocas que están siendo afectadas por los procesos hidrotermales. Efectivamente en la ladera analizada se pudo constatar la presencia de ausoles tanto en el cuerpo como en el pie de la ladera, lo que ha originado el debilitamiento de los materiales debido a la alteración físico-química a la que son sometidos constantemente.



Figura 102. Material de Ladera No. 3.

Las rocas que se identificaron son de tipo volcánicas en forma de piroclásticos y flujo de lava (Ver Figura 103). El suelo contiene una significativa proporción de material grueso denominados Detritos, que también están perdiendo con relativa rapidez sus propiedades de resistencia, hasta el punto de ser fracturable con las manos.

La zona presenta bastante erosión la cual es perceptible sobre todo en la pendiente y en los márgenes de la ladera.

La forma de la ladera es cóncava con una pendiente media de 28°. El relieve presenta pendientes moderadas y existe moderada vegetación sobre el pie y el cuerpo de la ladera. En el momento de la inspección el suelo no presentaba humedad "visible".

Es importante destacar la existencia de una quebrada seca junto al pie del talud que en algún determinado momento podría contribuir a degradar aun más la ladera.

El estado de actividad es suspendido es decir que el deslizamiento han estado activos durante los últimos ciclos estacionales pero que no se está moviendo en la actualidad.

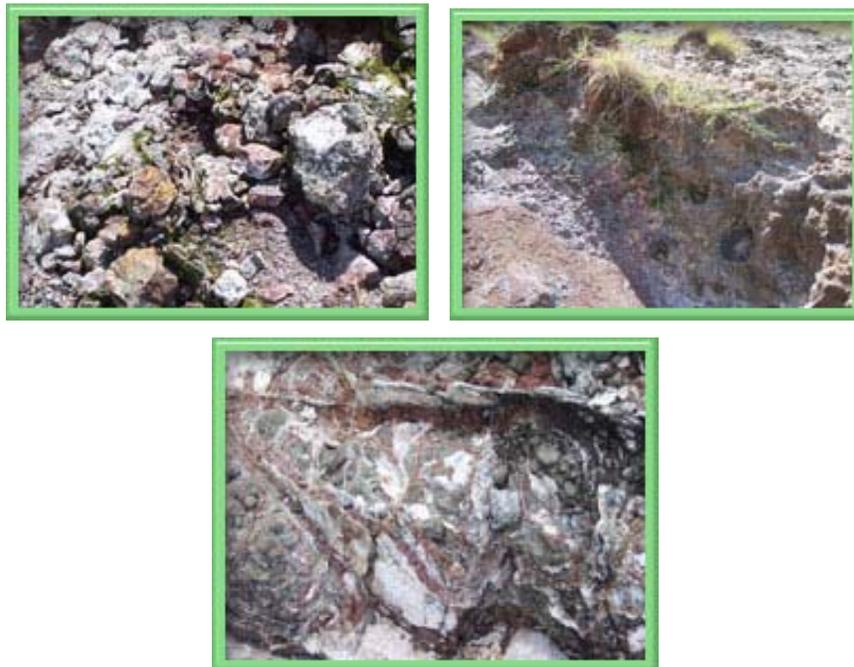


Figura 103. Rocas y suelo afectado por los procesos hidrotermales en ladera No. 3.

#### 4. Ensayo de Penetración Estándar.

Del ensayo de Penetración Estándar efectuado en el pie de las laderas N° 1 y N° 2 se obtuvieron y se encontraron los valores que se presentan en la Tabla 41. Los datos de este ensayo se presentan en el anexo E-1.

Sondeo N°	Profundidad	Ncorr	Compacidad	Densidad Relativa	$\Phi$
	0.00-0.50	10	Suelta	35	30°
1	0.50-1.00	11	Suelta	36	30.2 °
	1.00-1.50	37	Compacta	72	38 °
	1.50-2.00	62	Muy Compacta	90	43.7 °
	0.00-0.50	9	Suelta	30	29.8 °
	0.50-1.00	25	Media	60	34.8 °
2	1.00-1.50	29	Media	63	35.9 °
	1.50-2.00	30	Media	63	36 °
	2.00-2.50	22	Media	58	33.4 °
	2.50-3.00	31	Compacta	64	36.2 °

Tabla 41. Datos obtenidos y calculado del ensayo SPT.

#### 5. Levantamiento topográfico.

En las Figuras 104 a 106 se muestran los planos topográficos conteniendo la planimetría para cada uno de los sitios considerados en el trabajo con sus respectivas curvas de nivel así como los perfiles típicos.

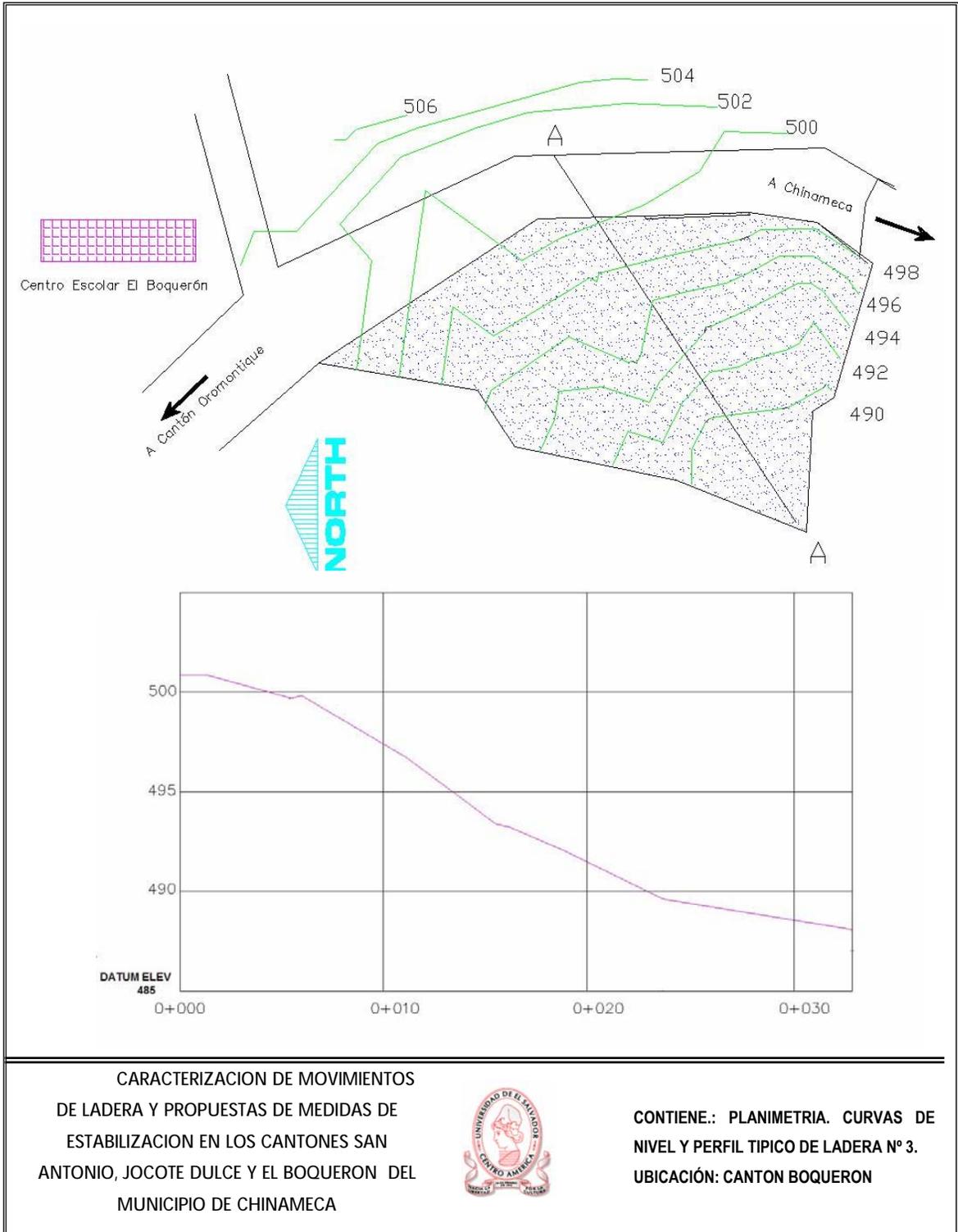


Figura 104. Perfil típico en Ladera No. 3

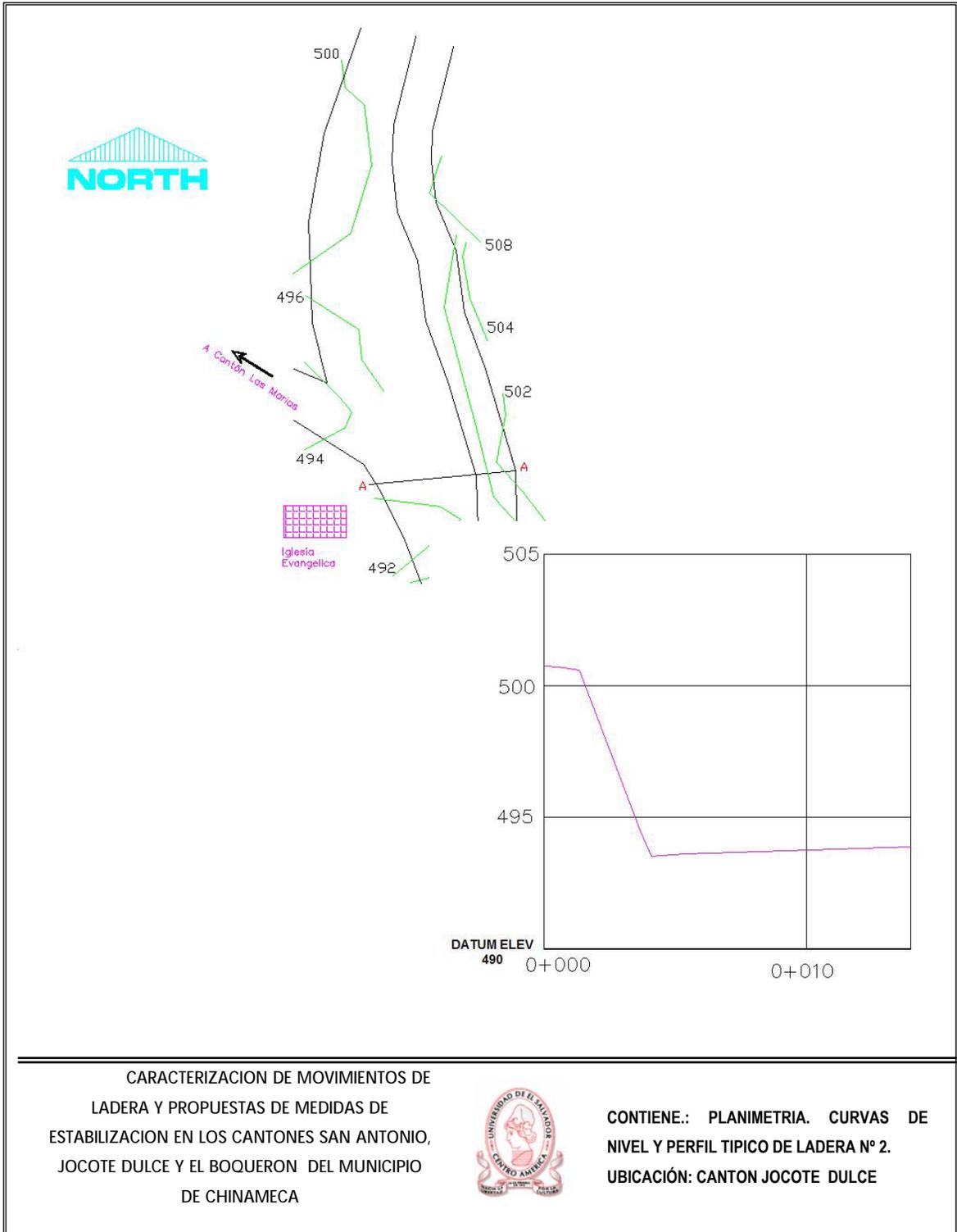


Figura 105. Perfil típico en Ladera No. 2

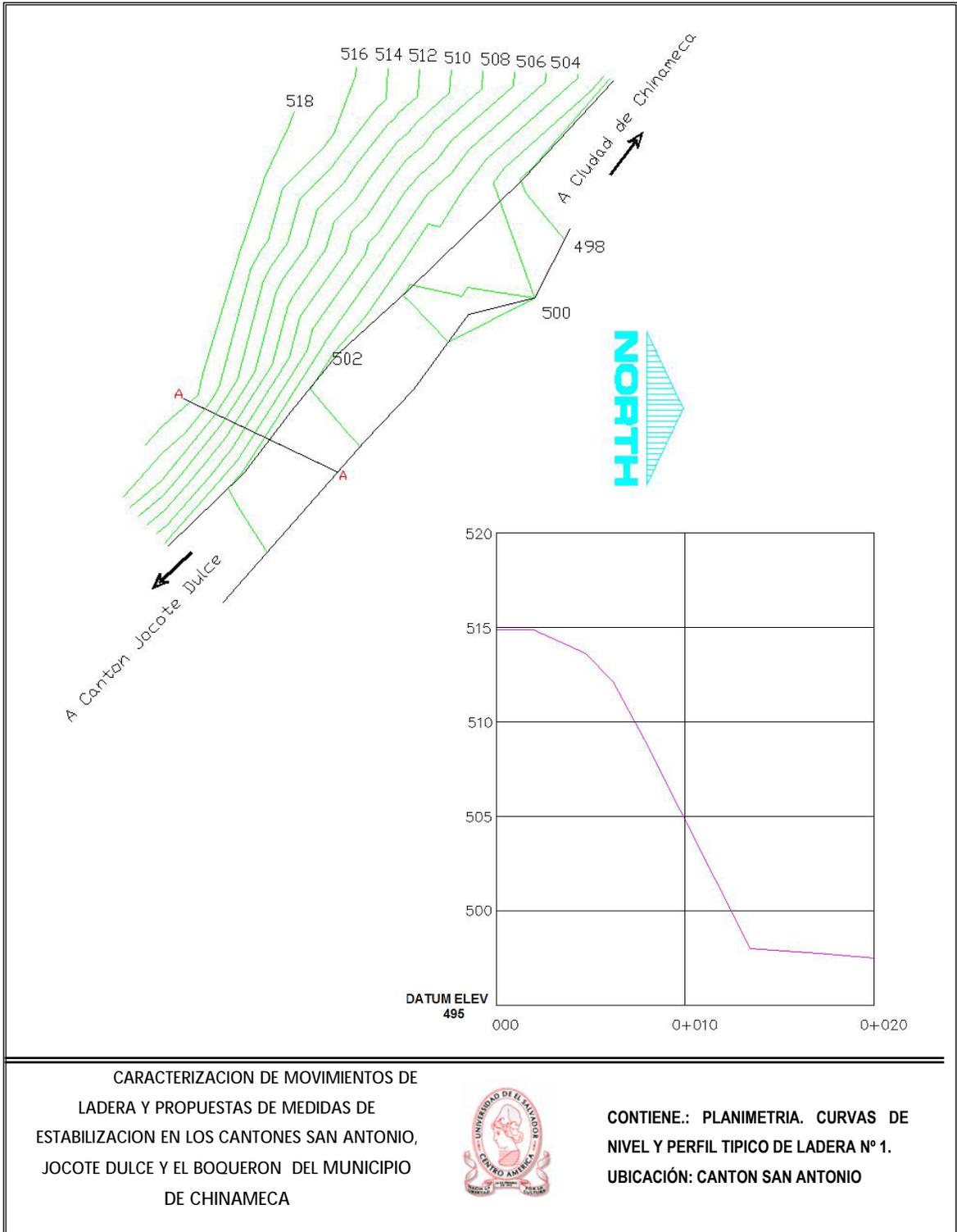


Figura 106. Perfil típico en Ladera No. 1

## G. DESCRIPCION DEL TRABAJO DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio tratan de determinar algunos de los parámetros que influyen en la estabilidad de los taludes.

Las pruebas que se efectuaron se clasifican en dos tipos según las propiedades que se desean obtener: Físicas y Mecánicas

### 1. Pruebas para la determinación de las propiedades físicas del suelo.

Para conocer las propiedades físicas del suelo es necesario realizar pruebas tales como determinación del contenido de humedad, análisis granulométrico, límites de Atterberg, gravedad específica de los sólidos del suelo, relaciones volumétricas y gravimétricas. Además se puede incluir una descripción visual-manual de los materiales.

En la Tabla 42 Se muestran las normas ASTM utilizadas para la determinación de las propiedades físicas de los suelos.

Ensayo	Norma
Determinación del Contenido de Humedad en el Laboratorio.	D-2216
Descripción e Identificación de Suelos, Procedimiento Visual-Manual	D-2488-00
Análisis de Tamaño de Partículas de Suelos.	ASTM D-422
Método de Ensayo para Límite Líquido, Límite Plástico e Índice de Plasticidad de los Suelos.	ASTM D-4318-00
Método Estándar de ensayo para factores de contracción de suelo por el método de mercurio.	ASTM D-427-98
Determinación de la Gravedad Específica de los Sólidos del Suelo a través del Picnómetro de Agua	ASTM-D 854-02

Tabla 42. Normas utilizadas en la determinación de las propiedades físicas del suelo

### a. Descripción visual-manual de los suelos.

Este ensayo se realizó a las muestras inalteradas de los pozos a cielo abierto y en los casos donde se realizó el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) se tomaron dichas muestras para ser analizadas. Es importante aclarar que en los pozos a cielo abierto las muestras para ser analizadas se tomaron cada vez que se observaba un cambio de estrato.



Figura 107. Realización del ensayo de descripción visual-manual de los suelos.

### b. Contenido de humedad.

Este ensayo se realizó utilizando material extraído de las muestras inalteradas. Se efectuó la prueba de contenido de humedad a cada una de las muestras obtenidas a diferentes profundidades en los pozos a cielo abierto. Además se realizó el ensayo a muestras de suelo obtenidas del ensayo de SPT.

### c. Análisis granulométrico

El material que se utilizó para el análisis granulométrico fue tomado de la zona de excavación de los pozos a cielo abierto.



Figura 108. Realización del ensayo de análisis granulométrico de los suelos.

#### d. Límites de Atterberg.

Los límites líquidos, límites plásticos y límites de contracción se realizaron utilizando material inalterado.



Figura 109. Determinación de los límites de consistencia de los suelos.

#### e. Gravedad específica de los sólidos del suelo.

El objetivo de realizar esta prueba fue para calcular la relación de vacíos del suelo. El material usado para este ensayo fue obtenido de las muestras inalteradas.



Figura 110. Determinación de la gravedad específica de los sólidos los suelos.

#### f. Relaciones gravimétricas y volumétricas.

De las muestras inalteradas se labraron las probetas para calcular el volumen y peso de la muestra y posteriormente calcular las demás propiedades físicas como porosidad, relación de vacíos, pesos volumétricos, etc.

## 2. Pruebas para la determinación de las propiedades mecánicas de los suelos.

El objetivo de determinar las propiedades mecánicas del suelo en nuestro trabajo es para conocer parámetros del suelo como el ángulo de fricción y la cohesión, datos que serán utilizados posteriormente para el análisis de estabilidad y diseño de las obras. El ensayo que se realizo para este efecto es el de Compresión Triaxial y de Corte Directo.

En la Tabla 43 Se muestra la norma ASTM utilizada para la determinación de las propiedades mecánicas del suelo.

Ensayo	Norma
Compresión Triaxial no consolidada y no drenada	ASTM-D2850-87
Ensayo de Corte Directo	ASTM D-3080-98

Tabla 43. Norma utilizada para la determinación de las propiedades mecánicas del suelo

### a. Ensayo de compresión triaxial (NC-ND).

La prueba de compresión triaxial (NC-ND) permite definir la resistencia al corte bajo condiciones no drenadas, es decir, sin intervenir sobre la estructura de la probeta y sin modificar el estado de la tensiones preexistentes.



Figura 111. Ensayo Triaxial consolidado no drenado.

## b. Ensayo de corte directo.

La finalidad de los ensayos de corte, es determinar la resistencia de una muestra de suelo, sometida a fatigas y/o deformaciones que simulen las que existen o existirán en terreno producto de la aplicación de una carga.

Los especímenes se prepararon utilizando el método de compactación, fueron moldeados esparciendo o compactando cada capa hasta que la masa acumulada de suelo colocada en la caja de corte estuviera compactada a un volumen conocido, o bien ajustando el número de capas, el número de golpe por capa, y la fuerza por golpe. Se compacto hasta obtener el peso específico deseado.



Figura 112. Preparación de los especímenes para ensayo de corte.

El objetivo de la realización de cada uno de los ensayos se resume en la siguiente tabla:

Tipo	Finalidad
Determinación del Contenido de Humedad en el Laboratorio.	Conocer el porcentaje de agua contenido en el suelo.
Descripción e Identificación de Suelos, Procedimiento Visual- Manual	Basada en el tamaño de partículas, textura, etc. previa para realizar otros ensayos
Análisis Granulométrico	Basada en técnicas de tamizado, proporcionan % del tamaño de las partículas y su distribución.
Método de Ensayo para Limite Líquido, Limite Plástico e Índice de Plasticidad de los Suelos.	Su objetivo es determinar la plasticidad del suelo. Marcar una separación en los estados sólido, semisólido, plástico y semilíquido.
Determinación de la Gravedad Específica de los Sólidos	Sirve para calcular otras propiedades como la relación

del Suelo a través del Picnómetro de Agua	de vacíos del suelo, etc.
Relaciones Gravimétricas y Volumétricas	Necesaria para cuantificar las tres fases(sólida, líquida y gaseosa) de los materiales
Ensayo Triaxial	Obtener parámetros del suelo y la relación esfuerzo-deformación a través de la determinación del esfuerzo cortante
Ensayo de Corte Directo	Determinar la resistencia al esfuerzo cortante de una muestra, valor que entre otras cosas nos será muy útil para el cálculo de la estabilidad de taludes

Tabla 44. Finalidad de los ensayos de Laboratorio.

A continuación se presenta un cuadro resumen de todos los ensayos realizados para la determinación de las propiedades físicas y mecánicas de cada una de las laderas.

ENSAYO	Ladera N° 1	Ladera N° 2	Ladera N° 3
Descripción Visual manual	X	X	X
Contenido de humedad	X	X	X
Análisis granulométrico	X	X	X
Limites de Atterberg	X		X
Gravedad específica	X	X	X
Relaciones volumétricas y gravimétricas	X	X	X
Ensayo Triaxial			X
Penetración Estándar (SPT)	X	X	
Corte Directo	X	X	

Tabla 45. Resumen de ensayos realizados en cada ladera.

## Aclaraciones

- Los límites de Atterberg no fueron realizados a la ladera N° 2 debido a que el porcentaje de finos no superó el 50%.
- El ensayo triaxial no se pudo realizar en las laderas N° 1 y N° 2 ya que el material de las muestras inalteradas no permitió labrar los especímenes para ser

ensayados, sin embargo se efectuó el ensayo de Corte Directo, el cual nos brindo los parámetros de resistencia al corte de los suelos.

- El ensayo SPT no realizo en la ladera N° 3 debido a los procesos hidrotermales (ausoles) que afectan la ladera podría generar condiciones de peligro al momento de la perforación.

## H. RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO

A continuación se presentan los resultados obtenido en cada uno de los siguientes ensayos.

### 1. Descripción visual-manual de los suelos.

La descripción visual-manual de los suelos en cada uno de las laderas se efectuó con la realización de pruebas sencillas como el sonido, color, textura, plasticidad, etc.

Es importante mencionar que este es un método preliminar de clasificación y solo nos da una idea general del tipo de suelo, datos que serán corroborados o descartados con los demás ensayos que se realicen.

Los datos de estos ensayos así como los parámetros que fueron evaluados están en el anexo E-2. En las tablas 46-48 se presenta la clasificación según la Descripción Visual-Manual de los Suelos en cada ladera:

Profundidad	Descripción	Contenido de Humedad
50 cm.	Arcilla arenosa muy plástica. Contenido de óxidos de hierro	53%
1.0 m.	Arcilla arenosa limosa de plasticidad media. Contenido de orgánicos.	33%
1.5 m.	Arcilla arenosa limosa de baja plasticidad. Contenido de óxidos de hierro	36%
2.0	Arcilla arenosa limosa de baja plasticidad. Contenido de óxidos de hierro	24%

Tabla 46.Resultados de la descripción visual-manual de la ladera N°1

Profundidad	Descripción	Contenido de Humedad
50 cm.	Arcilla arenosa de alta plasticidad con presencia de orgánicos y pómez.	34%
1.0 m.	Arcilla arenosa con presencia de piedra volcánica, chispa.	34%
1.5 m.	Arcilla arenosa de baja plasticidad con presencia de piedra volcánica, chispa	32%
2.0 m.	Arena fina y grava.	22%
2.5 m.	Arena fina con presencia de piedra volcánica, chispa	27%
3.0 m.	Arena fina y grava.	27%

Tabla 47. Resultados de la descripción visual-manual de la ladera N°2

Profundidad	Descripción	Contenido de Humedad
20 cm.	Limo arenoso orgánico, de plasticidad media. Contenido de hierro	35%
40 cm.	Limo arenoso orgánico, de baja plasticidad. Contenido de hierro	33%
70 cm.	Limo arenoso orgánico, de baja plasticidad. Contenido de óxido de hierro	31%

Tabla 48. Resultados de la descripción visual-manual de la ladera N°3.

## 2. Análisis Granulométrico.

El tamaño de las partículas que constituye un suelo permite clasificarlo por sus distintos diámetros. La prueba se realiza por el cribado del suelo a través de diferentes mallas, a esto se le conoce como “análisis granulométrico”.

Los grupos de mallas que se utilizaron son:

Análisis para gravas: 2” (25 mm.), 1 ½” (19 mm.), 1” (12.5 mm.), ¾” (9.5 mm.), 3/8” (6.35 mm.), N°4 (4.76 mm.).

Análisis para arenas: N° 4 (4.76 mm.), N°8(2.36 mm.), N° 16 (1.18 mm.), N° 30(0.60 mm.), N° 50 (0.25 mm.), N° 100 (0.150mm.) y N° 200 (0.075 mm.).

El análisis granulométrico realizado a la porción de gravas y arenas proporcionó los siguientes resultados:

Grava		Arena	
Tamaño de partícula (mm)	% que pasa	Tamaño de partícula (mm)	% que pasa
25	100	4.76	89
19	100	2.36	84
12.5	100	1.18	77
9.5	99	0.60	72
6.35	97	0.25	67
4.76	89	0.150	62
		0.075	59

Tabla 49. Granulometría de gravas y arenas en Ladera N°1.

En el análisis granulométrico realizado a la muestra de la ladera N° 2 el porcentaje en fracción de gravas y arenas es el siguiente:

Fracción	Porcentaje de fracción(g)
Gravas (G): Retenido por N° 4	17.57
Arenas (S): Pasa N° 4	82.43

Tabla 50. Porcentaje de gravas y arenas de granulometría en Ladera N°2.

El análisis granulométrico realizado a la porción de gravas y arenas proporcionó los siguientes resultados:

Grava		Arena	
Tamaño de partícula (mm)	% que pasa	Tamaño de partícula (mm)	% que pasa
25	100	4.76	82
19	100	2.36	66
12.5	100	1.18	53
9.5	88	0.60	44
6.35	95	0.25	34
4.76	82	0.150	24
		0.075	18

Tabla 51. Granulometría de arenas en Ladera N°2.

En el análisis granulométrico realizado a la muestra de la ladera N° 3 el porcentaje en fracción de gravas y arenas es el siguiente:

Fracción	Porcentaje de fracción(g)
Gravas (G): Retenido por N° 4	1.55
Arenas (S): Pasa N° 4	98.45

Tabla 52. Porcentaje de gravas y arenas de granulometría en Ladera N°3.

El análisis granulométrico realizado a la porción de gravas proporcionó los siguientes resultados:

Grava		Arena	
Tamaño de partícula (mm)	% que pasa	Tamaño de partícula (mm)	% que pasa
25	100	4.76	98
19	100	2.36	95
12.5	100	1.18	92
9.5	100	0.60	88
6.35	100	0.25	72
4.76	98	0.150	65
		0.075	52

Tabla 53. Granulometría de arenas en Ladera N°3.

En las Figuras 113-115 se presentan los gráficos de las Curvas granulométricas de cada una de las laderas.

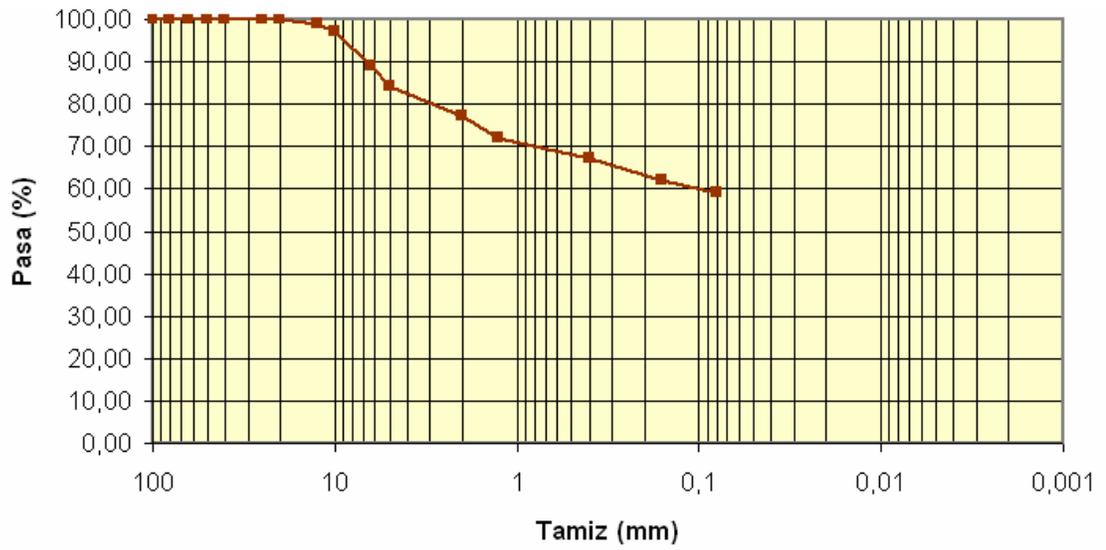


Figura 113. Curva granulométrica ladera N°1.

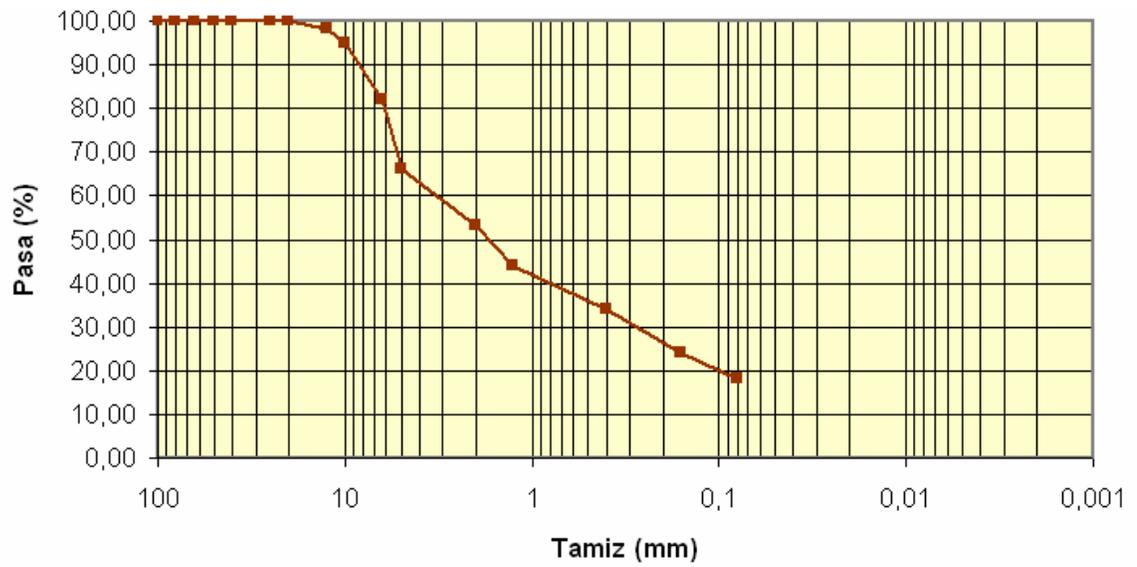


Figura 114. Curva granulométrica ladera N° 2.

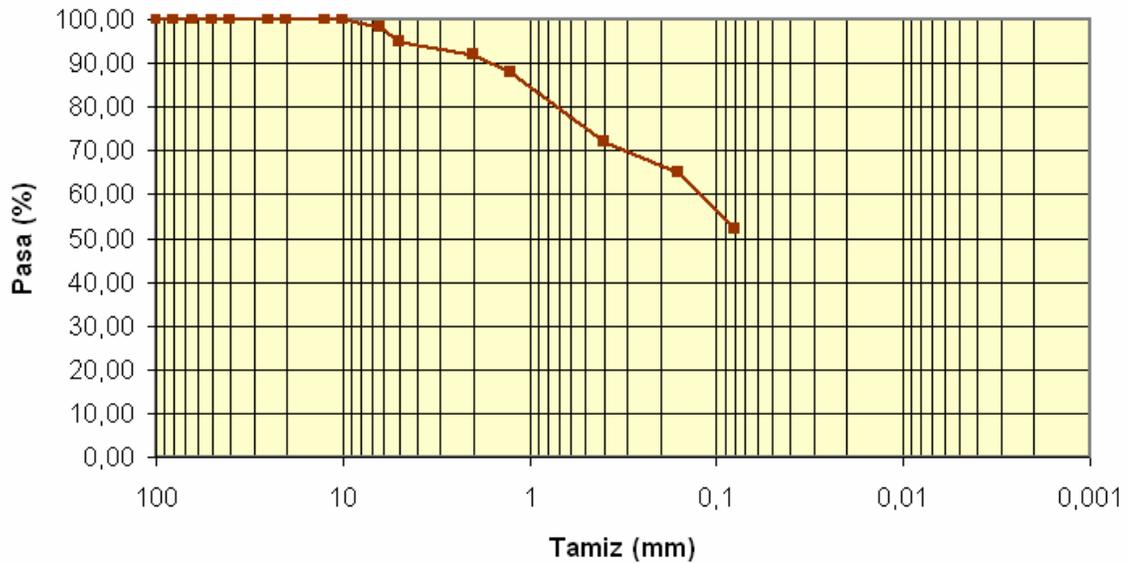


Figura 115. Curva granulométrica ladera N° 3.

En la Tabla 54 Se presenta una tabla resumen de los datos obtenidos del análisis granulométrico de las muestras inalteradas en cada uno de las laderas, en el anexo E-3 se presentan todos los datos del ensayo.

Ubicación	Coefficiente de uniformidad	Coefficiente de curvatura	%gravas	%arenas	Tipo de material
Ladera N° 1	No se puede obtener	No se puede obtener	11.5	88.5	Limo baja plasticidad arenoso ML
Ladera N° 2	No se puede obtener	No se puede obtener	17.57	82.43	Arena limosa con grava SM
Ladera N° 3	No se puede obtener	No se puede obtener	1.55	98.45	Limo alta plasticidad arenoso MH

Tabla 54. Resumen de datos obtenidos del análisis granulométrico de muestra de cada ladera.

### 3. Gravedad específica.

El valor promedio de la gravedad específica del suelo de los diferentes sitios en estudio se presenta en la Tabla 55. Los datos de cada uno de estos ensayos se presentan en el anexo E-4.

Lugar	Muestra 1	Muestra 2	Promedio
Ladera N° 1	2.34	2.36	2.35
Ladera N° 2	2.4	2.45	2.43
Ladera N° 3	2.38	2.32	2.35

Tabla 55. Valores promedios de gravedad específica.

### 4. Límites de Atterberg.

Los resultados obtenidos de la determinación de los límites líquidos, plásticos y de contracción, así como del índice de plasticidad y de contracción se muestran en la Tabla 56. Los datos de este ensayo se presentan en el anexo E-5.

Lugar	Límite líquido	Límite plástico	Límite de Contracción	Índice de Plasticidad	Índice de Contracción
Ladera N° 1	44.29	35.16	31.14	9.12	4.02
Ladera N° 3	64.17	48.72	24.17	15.45	24.55

Tabla 56. Resultados de la determinación del límite líquido, límite plástico, límite de contracción e índice de plasticidad y contracción del suelo en estudio.

### 5. Relaciones Volumétricas Y Gravimétricas.

En la Tabla 57 se presenta los resultados de todos los parámetros calculados a partir del ensayo de relaciones volumétricas y gravimétricas en cada una de las laderas analizadas.

Lugar	Porosidad ( $\eta\%$ )	Relación de vacíos (e)	Contenido de humedad ( $w$ )	Grado de saturación (Gw)	Peso volumétrico ( $\gamma$ )	Peso volumétrico seco ( $\gamma_d$ )	Peso volumétrico saturado ( $\gamma_{sat}$ )	Peso unitario de los sólidos ( $\gamma_s$ )
Ladera N° 1	54.5%	1.2	36.77%	74.36%	1.53 gr/cm <sup>3</sup>	1.1 gr/cm <sup>3</sup>	1.5 gr/cm <sup>3</sup>	2.42 gr/cm <sup>3</sup>
Ladera N° 2	45.28%	0.83	32.47%	42.99%	1.75 gr/cm <sup>3</sup>	1.32 gr/cm <sup>3</sup>	1.75 gr/cm <sup>3</sup>	2.42 gr/cm <sup>3</sup>
Ladera N° 3	55%	1.22	34.04%	65.42%	1.42 gr/cm <sup>3</sup>	1.06 gr/cm <sup>3</sup>	1.42 gr/cm <sup>3</sup>	2.35 gr/cm <sup>3</sup>

Tabla 57. Relaciones gravimétricas y volumétricas de 3 laderas analizadas.

## 6. Ensayo triaxial.

En la Tabla 58 se presentan los resultados de la prueba de compresión triaxial realizado en muestras de la Ladera N° 3, en la primera columna se exponen los distintos valores de esfuerzo de confinamiento a los que fueron sometidos los especímenes de suelo, y en la segunda columna los valores de esfuerzo desviador máximo. (Ver datos en Anexo G-6)

Esfuerzo de confinamiento (Kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo desviador (kg/cm <sup>2</sup> )
0.5	1.35
1.5	1.95
2.0	2.76

Tabla 58. Esfuerzo desviador máximo para las muestras extraídas del pozo a cielo abierto N° 3.

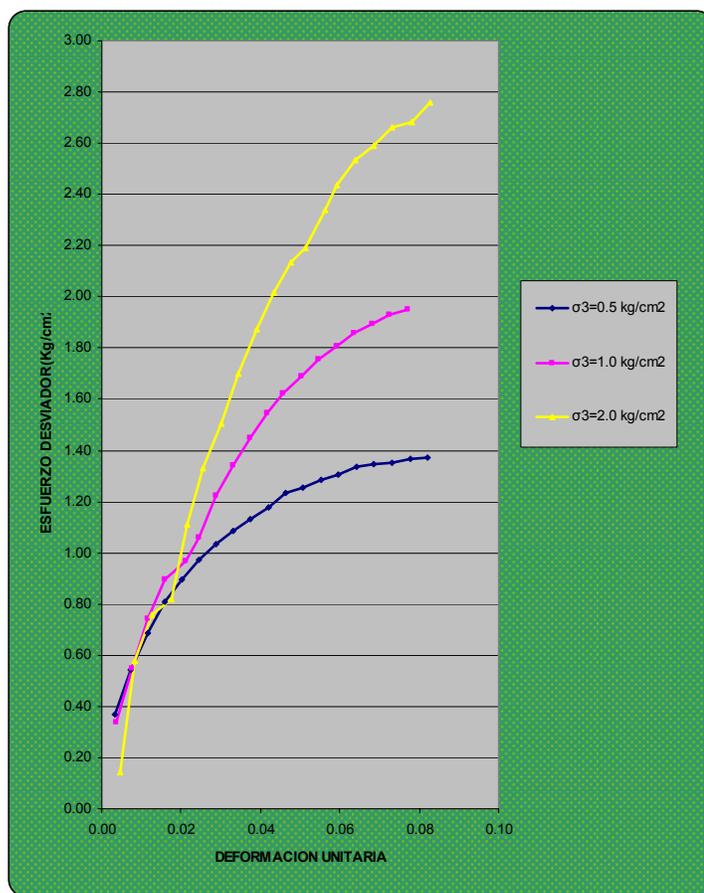


Figura 116. Grafico Esfuerzo Cortante Vrs. Deformación unitaria de ensayo en ladera N° 3.

En la Figura 116 se presenta el gráfico de Esfuerzo Cortante Vrs. Deformación Unitaria y en la Figura 117 el gráfico Esfuerzo Desviador Vrs. Esfuerzo Normal representando la envolvente de Mohr Coulomb para las muestras extraídas del pozo N° 3. En el anexo E-6 se detallan los datos y cálculos realizados en este ensayo.

En la Tabla 59 se presentan los datos necesarios para graficar las envolventes de Mohr correspondientes a la ladera N° 3

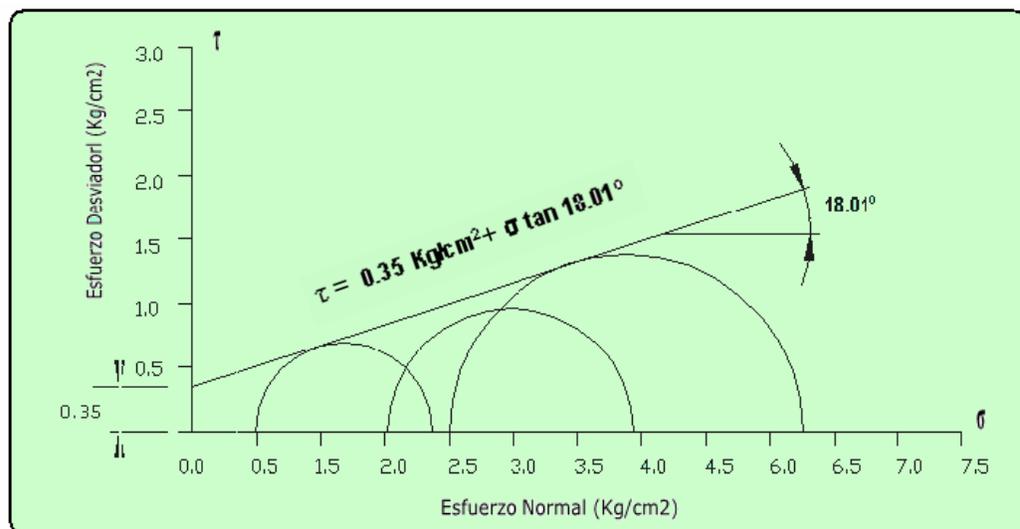


Figura 117. Grafico Esfuerzo Desviador Vrs. Esfuerzo normal de ladera N° 3.

Donde:

$\sigma_1 - \sigma_3$  es el esfuerzo desviador

$\sigma_3$  es la presión de confinamiento

$(\sigma_1 - \sigma_3) / 2$  es el radio de la envolvente

$(\sigma_1 + \sigma_3) / 2$  es el centro del envolvente

A partir de los resultados de los esfuerzos cortantes y las deformaciones unitarias resultan las envolventes de Morh y la ley de resistencia al esfuerzo cortante que se expresa como:

$$\tau = 0.35 \text{ Kg/cm}^2 + \sigma \tan 18.01^\circ$$

Probeta	$\sigma_3$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_1 - \sigma_3 / 2$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_1 + \sigma_3 / 2$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	0.50	1.37	1.87	0.69	1.18
2	1.50	1.95	3.46	0.98	2.48
3	2.00	2.76	4.76	1.38	3.38

Tabla 59. Datos para graficar envolvente de Mohr en ladera N°3

En la Tabla 60 se presentan los valores de los parámetros obtenidos a partir del ensayo triaxial en la ladera N° 3.

Parámetros del suelo	ladera N°3
Contenido de humedad (%)	36.75
Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	35
Angulo de fricción interna (°)	18.01

Tabla 60. Parámetros del suelo obtenidos del ensayo triaxial en laderas N° 3.

## 7. Ensayo de Corte Directo

En las Figuras 118 ,120 y 122 se presentan las Curvas de Esfuerzo-Deformación de las laderas N°1 y N° 2 respectivamente y en las Figuras 119, 121 los gráficos Esfuerzo Cortante Vrs. Presión Normal, con los respectivos valores de cohesión y ángulo de fricción. Los datos de ensayo se detallan en el Anexo G-7.

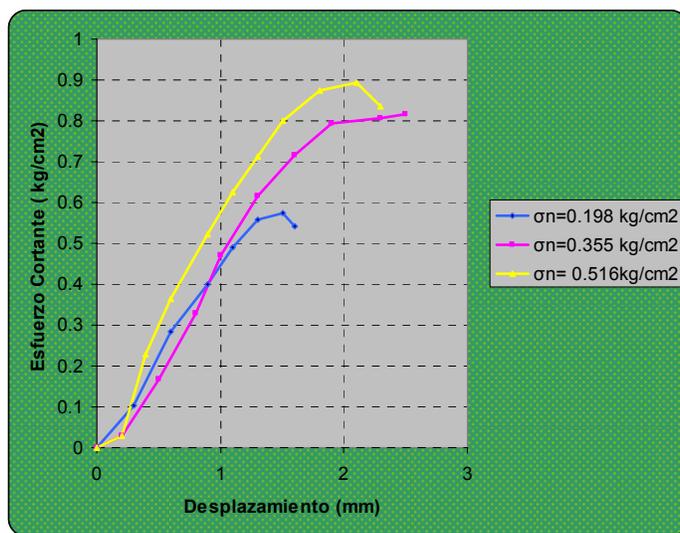


Figura 118. Curva Esfuerzo Deformación Unitaria en Estrato N° 2, Ladera N°1.

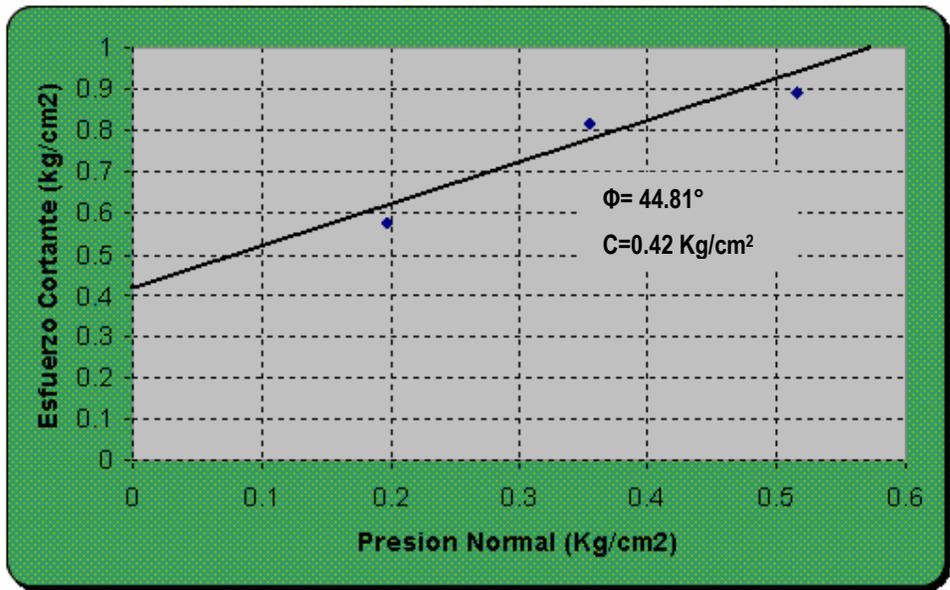


Figura 119. Grafico Esfuerzo Cortante Vrs. Presión Normal en Estrato N° 2, Ladera N°1.

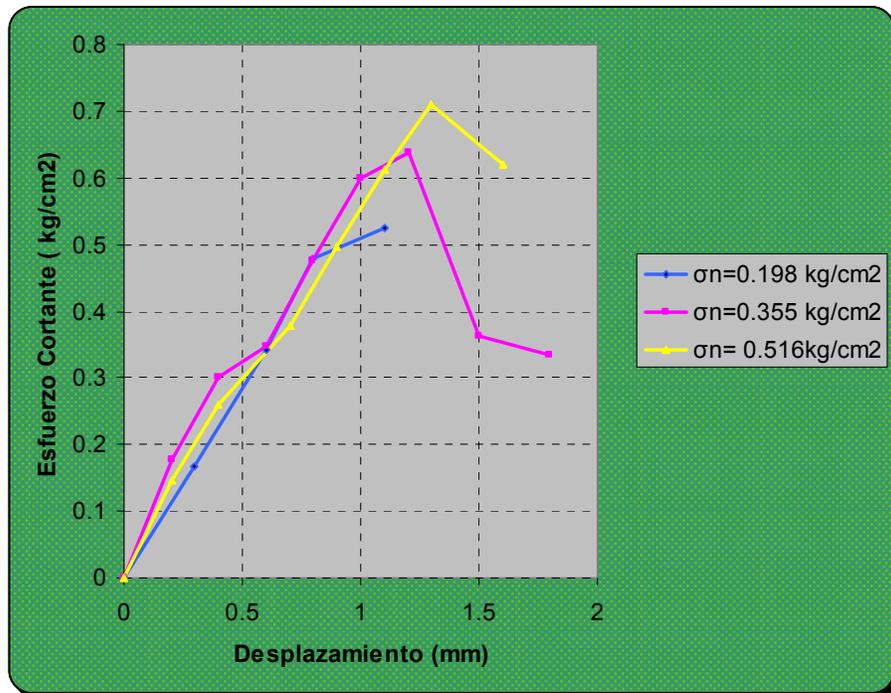


Figura 120. Curva Esfuerzo Deformación Unitaria en Estrato N° 3 Ladera N°2

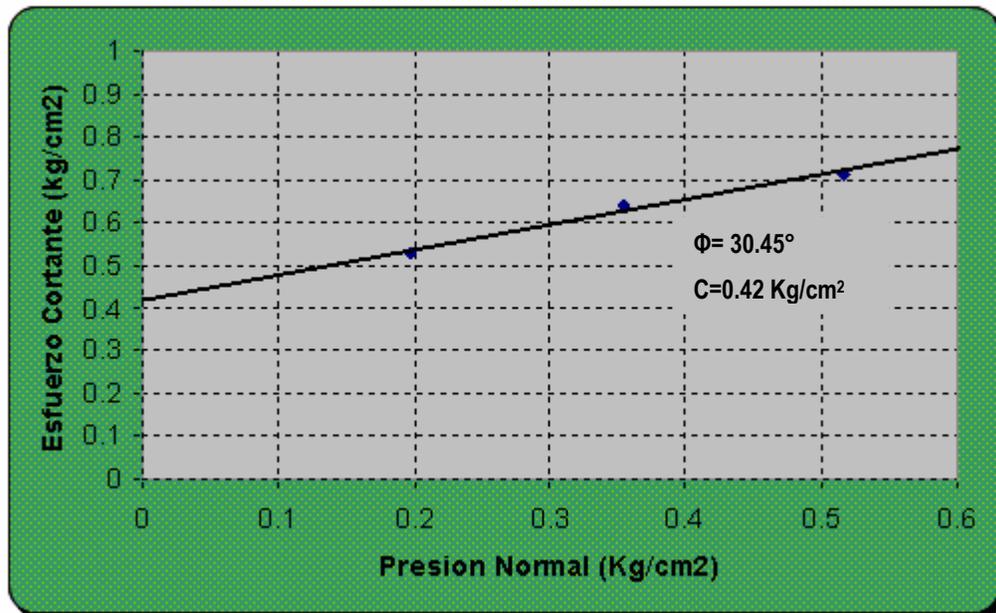


Figura 121. Grafico Esfuerzo Cortante Vrs. Presión Normal en Estrato N° 3 Ladera N°2

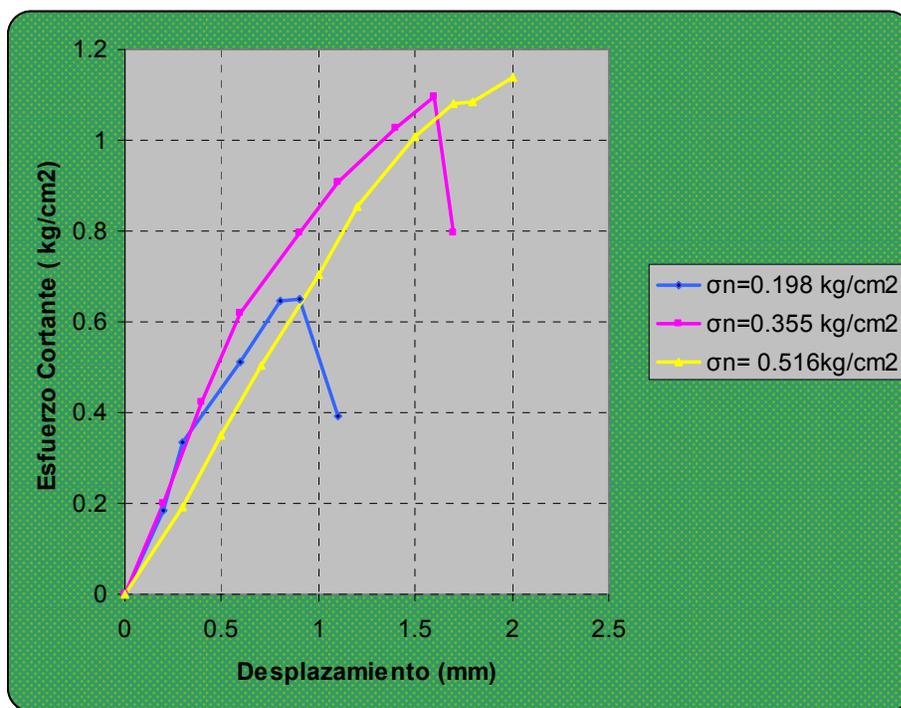


Figura 122. Curva Esfuerzo Deformación Unitaria en Estrato N° 1 Ladera N°2

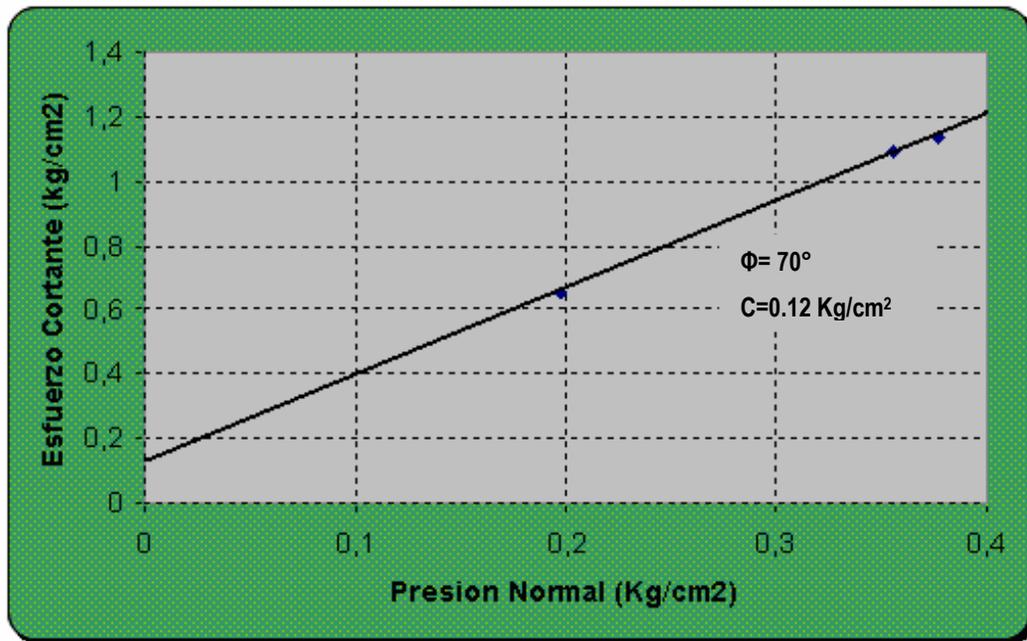


Figura 123. Grafico Esfuerzo Cortante Vrs. Presión Normal en Estrato N° 1 Ladera N°2

A continuación se presenta una tabla resumen de los datos obtenidos partir del ensayo de Corte Directo.

	Ladera N°1		Ladera N°2	
	$\Phi$	C	$\Phi$	C
Estrato 1	70°	0.12 Kg/cm <sup>2</sup>	70°	0.12 Kg/cm <sup>2</sup>
Estrato 2	44.81°	0.42 Kg/cm <sup>2</sup>	44.81°	0.42 Kg/cm <sup>2</sup>
Estrato 3			30.45°	0.42 Kg/cm <sup>2</sup>

Tabla 61. Resumen de resultados de Corte Directo.

## I. Análisis e Interpretación de Resultados.

### 1. Análisis e interpretación de resultados del trabajo de campo.

Durante los últimos años los asentamientos se han extendido hacia zonas potencialmente peligrosas, en las faldas de los cerros y barrancas en la zona rural. Para la creación de las principales calles de acceso, los habitantes de los cantones han realizado cortes y terrazas que han modificado el entorno natural del medio ambiente y los patrones naturales de escurrimiento. Como resultado de estas actividades, se ha modificado la estabilidad general del terreno.

La combinación de estos factores naturales y antropogénicos han provocado cambios en el régimen de la presión del agua en el subsuelo, cambios en la topografía de la ladera, imposición de sobrecargas y deforestación, todos estos son factores que van en detrimento de la estabilidad general de la ladera.

Tomando en consideración las observaciones de campo y la información recopilada en el sitio, así como la obtenida en fuentes de información, se han identificado tres causas principales que dieron origen al deslizamiento del terreno en la Ladera N°1 , Cantón San Antonio, las cuales se explican a continuación:

Desde un punto de vista geológico, y también geomorfológico, la zona de deslizamiento y áreas contiguas muestran rasgos de deslizamientos antiguos que han dejado huecos en forma de conchas y abultamientos que indican movimientos o desplazamientos de la masa de suelo. Estos movimientos, sumados a la actividad geológica de la zona, han formado depósitos de suelos propensos a deslizarse.

Durante la visita de campo se pudo observar que el material desplazado recientemente en la ladera, pertenece a una mezcla de fragmentos de escoria volcánica acompañados de suelo arenoso-arcilloso, propensos a disgregarse en contacto con agua. Estos materiales pueden considerarse como producto de erupciones volcánicas que han tenido lugar en la zona. En términos generales estos materiales pueden considerarse como inestables y de baja resistencia.

Se puede agregar además que los deslizamientos observados presentan grietas de considerable magnitud, lo que indica la inestabilidad de los mismos, provocando la ocurrencia de nuevos deslizamientos aumentando así la amenaza sobre la población.

Con respecto a las posibles causas del proceso de inestabilidad observado, es clara la influencia de los tipos de materiales presentes, los cuales presentan alta susceptibilidad a la generación de movimientos en masa. Igualmente es evidente la presencia de zonas de media a alta pendiente y el continuo aporte de aguas superficiales de la precipitación que contribuyen y van en detrimento de las condiciones de estabilidad del sector.

Uno de los peligros latentes es a los habitantes de los alrededores del lugar debido a la amenaza potencial que representa una falla general de la ladera; especialmente si consideramos que la zona de deslizamiento se localiza dentro de la zona II, considerada como una de las regiones con mayor actividad sísmica en el país.

El movimiento, aunque lento, ha provocado el cierre total de la calle en varias ocasiones dejando incomunicados a los habitantes de los cantones adyacentes, y serios agrietamientos a lo largo de la ladera.

Como resultado de las observaciones realizadas en el sitio y de la investigación realizada en torno al deslizamiento del terreno que afecta a la ladera N° 2, ubicada en la calle que conduce al cantón Jocote Dulce, se puede concluir que:

Se trata de un deslizamiento retrógrado lento con una superficie de falla aparentemente irregular y superficial (no es tan profunda).

Tomando en cuenta su apariencia superficial puede considerarse como un deslizamiento contenido, el cual se caracteriza por que la masa fallada se contiene o se desliza muy lentamente sobre la superficie de falla.

Las causas principales que activaron el deslizamiento están relacionadas con el tipo de materiales de la zona y la actividad humana.

El proceso de inestabilidad observado en la ladera, es causado por varios factores de índole interno: como tipo de materiales, acción antropogénica, erosión, condiciones de drenaje y pendientes topográficas entre los más importantes.

La zona de mayor potencial de inestabilidad ha sido creada por la actividad del hombre que ha modificado el entorno natural y ha acelerado los procesos de erosión y degradación del terreno.

De acuerdo a las características físicas de los suelos los suelos que conforman la laderas N°1 y N°2 son en su mayoría cenizas volcánicas las cuales se caracterizan por ser altamente susceptibles a la erosión, estos suelos pierden su resistencia mecánica en la medida que aumenta el grado de saturación, la susceptibilidad erosiva puede incrementarse en la misma medida. Este tipo de material corresponde a la Formación San Salvador, los cuales son depósitos de materiales recientes y presentan menos compactación que aquellas formaciones más antiguas (formaciones Cuscatlán y Bálsamo).

En cuanto a la ladera N° 3 se pudo constatar la avanzada meteorización de los materiales (suelo y detritos) de los que esta conformada la ladera, variando estos en textura y color según el grado de alteración a los que son sometidos debido a los procesos hidrotermales que afectan directamente la ladera. Los materiales se vuelven tan frágiles que en un momento la ladera podría fallar, de acuerdo con los estudios efectuados y las observaciones hechas en campo en la Ladera N°1, todo parece indicar que la rotura sería del tipo rotacional. En cuanto a la velocidad de la rotura potencial no pueden establecerse conclusiones definitivas, pues depende de muchas y complejas circunstancias, igual es el caso para el resto de las laderas analizadas.

En el caso de unas lluvias intensas, en las que el agua estuviese actuando sobre la ladera por saturación del propio material, entendemos que las roturas en las laderas sería muy lenta, avisando por pequeñas deformaciones, con la producción de fisuras previamente a la rotura.

Los problemas incipientes de inestabilidad de laderas en los sitios descritos en este capítulo son tan variados como variadas son las causas que los provocan. Sin embargo, ha quedado de manifiesto que en la mayoría de los casos observados los problemas de inestabilidad podrían ser acelerados y en algunos casos provocados por acciones antrópicas. El desarrollo de asentamientos humanos en las laderas de los cerros juega un papel decisivo en los problemas de inestabilidad, debido principalmente a los cortes que realizan.

## **b. Análisis de Resultados de la Prueba de Penetración Estándar.**

En el pie de las laderas N° 1 y N° 2 se efectuó el Ensayo de Penetración Estándar, encontrándose en la ladera N° 1 hasta una profundidad de 1mt. Un material de compacidad suelta, a una profundidad mayor de 1 mt. el material es de compacidad mas compacta, la densidad relativa promedio es de 58.25 y un ángulo de fricción promedio de 35.48°.

En la ladera N° 2 se perforo hasta una profundidad de 3 mts., los primeros 2.50 mts. La compacidad del suelo fue media, a una profundidad mayor se encontró un estrato compacto, con una densidad relativa promedio de 61.3 y un promedio de ángulo de fricción de 35.26 °

Según la descripción visual-manual que se efectuó al recobro de las muestras en la ladera N° 1 el material que predomino es la arcilla arenosa, con variaciones únicamente del grado de plasticidad y el contenido de humedad de las muestras, tal como se ve en las Tablas 46 y 47. En la ladera N° 2 el material identificado hasta una profundidad de 1.5 mts. es arcilla arenosa algunos con presencia de pómez y otros con presencia de piedra volcánica y chispa, a partir de una profundidad de 2 mts. el material extraído fue identificado como arena fina y grava, la humedad de las muestras decreció a media aumentaba de profundidad

## **2. Análisis e Interpretación de Resultados del Trabajo de Laboratorio.**

De los ensayos de laboratorio realizados a las diferentes muestras obtenidas se deduce:

■ De acuerdo al ensayo granulométrico, la muestra de las laderas N° 1, N° 2 y N° 3 son suelos mal graduados debido a que el porcentaje de finos que pasa la malla #200 es mayor que el 10% lo cual impide calcular el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura; además, por la tendencia de las curvas granulométricas, las cuales son muy pronunciadas (las partículas de suelo varían en un rango estrecho) confirman que el suelo es mal graduado. En el caso de la Ladera N° 2 el porcentaje de finos que pasa la malla # 200 representa el 18% es decir que no supera el 50% lo que limita obtener los Límites de Atterberg.

- La gravedad específica de las muestras analizadas correspondientes a cada una de las laderas varía entre 2.35 y 2.43, estando entre los valores normales promedio para ese tipo de suelo.
- Según la teoría de Atterberg los suelos del talud N°1 y N°3 son medianamente plásticos ya que el índice plástico de cada uno de ellos está comprendido entre el rango de 7 y 17. En el caso de la ladera N° 2 no se pudo determinar el límite plástico por lo que se denomina no plástico (N.P) y por ende el índice plástico es igual a cero.
- La relación de vacíos ( $e$ ) en la Ladera N°2 y N°3 es mayor que 0.9 y su contenido de humedad es mayor que el 16% por lo que se clasifican como suelos muy flojos.
- Las presiones de confinamiento ( $\sigma_3$ ) en la cámara de compresión triaxial para cada probeta labrada de la muestra inalterada de la Ladera N°3 fueron 0.5, 1.5 y 2.0 kg/cm<sup>2</sup> y el esfuerzo desviador varió desde 1.18 a 3.38 kg/cm<sup>2</sup>. La gráfica de esfuerzo-deformación generada a partir de dichos datos muestra en su mayoría una tendencia a seguir aumentando su valor de deformación unitaria si se le aplicara un mayor esfuerzo de corte y esto denota que aunque el espécimen haya fallado tiene una gran capacidad de deformación.
- Los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna son los parámetros de resistencia al corte del suelo y en la Ladera N° 3 fue posible obtenerlos a partir del ensayo triaxial dando como resultado una cohesión de 0.35 kg/cm<sup>2</sup> y un ángulo de fricción interna de 18.01°. En el caso de las laderas N°1 y N°2 donde no fue posible labrar las probetas para realizar el ensayo por lo que se optó por realizar con estas muestras el Ensayo de Corte directo ya que permite utilizar un método de compactación para la elaboración de los especímenes con muestras alteradas y de igual manera obtener los parámetros de cohesión y resistencia al corte de los suelos, que son los que nos interesan para el análisis de estabilidad en cada una de las laderas.

CAPITULO IV  
ANALISIS DE  
ESTABILIDAD

## IV. ANALISIS DE ESTABILIDAD.

### A. Introducción.

Tradicionalmente el análisis de estabilidad de taludes se realiza utilizando métodos de equilibrio límite, encontrando entre estos, el método de Fellenius como base de todos los demás métodos que se llevan a cabo por medio de rebanadas o secciones, Método de Bishop y Método Convencional, en los cuales se desprecian las deformaciones elásticas inmediatas que puedan generarse tanto en el suelo de apoyo como en el talud mismo, tomando en cuenta las variaciones en las posiciones de los planos de falla, de las condiciones del nivel freático y de los parámetros de los materiales que lo constituyen.

Todos los métodos de cálculo tradicionales (Janbú, Bishop, Spencer, Morgenstern y Price y Sarma) proporcionan una fiabilidad muy alta, y los valores que se obtienen para el FS con cada uno de ellos es prácticamente coincidente.

El cálculo del Factor de Seguridad de los taludes se realizó inicialmente mediante tanteos con el método Sueco o de Fellenius, tomando como base para dibujar los perfiles los datos geométricos obtenidos en el levantamiento topográfico, los parámetros de resistencia del suelo obtenidos a partir de los ensayos de corte directo y ensayo triaxial . La dinámica del método consistió en suponer una serie de posibles superficies de falla hasta obtener los valores del factor de seguridad mínimo. Dichos cálculos fueron comprobados recurriendo al uso de Programas como el STABL (método de Bishop) y SNAILZ donde se tomaron en cuenta los factores que intervienen en el Método para este cálculo.

El objetivo de encontrar el FS mínimo es para conocer las condiciones de estabilidad o inestabilidad de las laderas y será considerado para la toma de decisiones en la etapa de diseño.

Al final de capítulo se presentan los resultados obtenidos con los 3 métodos utilizados y el análisis e interpretación de estos resultados.

## B. Métodos utilizados para la evaluación de la Estabilidad de Las Laderas.

Para el análisis de la estabilidad de las laderas se utilizaron 2 métodos diferentes de cálculo: Primero utilizando el método de Fellenius, y segundo usando 2 programas: El PcStabl y Snailz.

### 1. Método de Fellenius.

El método de Fellenius es uno de los métodos aproximados de dovelas que se basa en la suposición de que la resultante de cada una de las fuerzas laterales en cada rebanada actúa paralelamente a la base de las mismas, es uno de los métodos aplicables a las superficies de fallas circulares. Este método fue utilizado para el análisis de estabilidad en las 3 laderas en estudio y consistió básicamente en suponer varias superficies de falla, dividir las en dovelas y analizar cada una de ellas, hasta llegar a encontrar el valor del factor de seguridad mínimo, se realizó el análisis por gravedad y por sismo.

### 2. Software STABL

En la Ladera N° 3 se evaluó la estabilidad de la ladera utilizando el Programa de computador STABL, el cual es muy utilizado para la solución general de problemas de la estabilidad de taludes por equilibrio límite. Es un programa escrito en FORTRAN, para MS DOS y desarrollado por la Universidad de Purdue, se encarga de determinar las superficies de fallas más críticas y sus correspondientes factores de seguridad.

Para el cálculo del factor de seguridad contra inestabilidad de cualquier talud o ladera, este programa lo hace usando cualquiera de los métodos siguientes:

- **Método Simplificado de Bishop:** Aplicable a las superficies de falla circulares.
- **Método Simplificado de Janbú:** Aplicable a las superficies con falta de forma general.

Utilizando este método se tiene la opción de utilizar un factor de corrección, desarrollado

por Janbú, que puede ser aplicado al factor de seguridad para reducir el conservadurismo producido por la falta de consideración de fuerzas intersticiales.

■ **Método de Spencer:** Aplicable a cualquier tipo de superficie.

En el caso de la Ladera N°3 se realizó la evaluación utilizando el método Simplificado de Bishop, ya que es uno de los métodos aproximados que brinda resultados bastante confiables.

### 3. Software Snailz.

En las Laderas N° 1 y N°2 se analizó la estabilidad haciendo uso del programa de computador SNAILZ el cual fue elaborado por el Departamento de Transporte de California, USA, inicialmente fue creado para el análisis y diseño de obras en taludes utilizando el método soil nailing, sin embargo su uso es más extensivo y proporciona resultados confiables en el análisis de estabilidad de laderas sin condiciones de refuerzo.

Entre las características de este programa es que permite introducir valores de hasta siete tipos de suelos, pueden estar inclinados pero no pueden cruzarse dentro de límites prescritos de la búsqueda, además se pueden introducir múltiples ángulos de la ladera, por lo que fue de gran provecho para la configuración más definida de las laderas, ya que permitió introducir a detalle los datos geométricos de las laderas y los parámetros geotécnicos en cada una de ellas. En el caso de la Ladera N°1 se estaban evaluando 2 estratos y en la Ladera N° 2, 3 estratos.

### C. Consideraciones Para El Análisis

Para analizar la estabilidad de las laderas, se establecieron las siguientes consideraciones:

■ Los perfiles de las laderas que fueron utilizados para el análisis fueron elaborados en base al levantamiento topográfico. Con la geometría de la ladera se obtuvieron datos importantes para el análisis como la altura de la ladera, ángulo de inclinación, ubicación de sobrecargas.

- Los coeficientes sísmicos que se consideraron para el diseño fueron  $K_v=0$  y  $K_h=0.16$ , datos recomendados por la Norma Técnica para Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes.
- En la Ladera N°3 debido a la calle que esta asentada sobre la corona de la ladera se tomo una sobrecarga de  $12 \text{ kN/m}^2$ . En la Ladera N°3 se consideró una sobrecarga de  $0.3 \text{ KN/m}^2$  debido al peso que ejerce un árbol ubicado a 2 metros del borde de la corona.
- Para los 3 métodos de análisis se han utilizado los parámetros de la ley de resistencia al esfuerzo cortante obtenidos a partir del Ensayo de Corte Directo y Ensayo Triaxial.
- En el caso de la Ladera N°1 se distinguieron 2 estratos, según inspección visual-manual y la perforación de calicatas, se determino que el 1° estrato (corona de la ladera ) presenta características similares al 1° estrato de la Ladera N°2, por lo que se utilizaron los mismos parámetros de cohesión y ángulo de fricción, obtenidos a partir del ensayo de Corte Directo. Además con el ensayo de Penetración Estándar realizadas en el pie de cada una de estas laderas se pudo constatar que el material extraído hasta profundidades de entre 2 y 3mts, también presenta características similares a las de la corona, sin embargo en el cuerpo de la ladera el material es diferente.
- El 2° Estrato de la Ladera N°1 también presentaba características similares al 2° Estrato de la Ladera N°2 por lo que se tomaron los mismos parámetros de Cohesión y ángulo de fricción obtenidos a partir del ensayo de Corte Directo.
- La Ladera N° 3 presenta características similares por lo que se consideró para el análisis como un material homogéneo, los parámetros de cohesión y ángulo de fricción se tomaron a partir de los resultados del Ensayo Triaxial.

## D. Aplicación de los Métodos de Análisis de Estabilidad.

### 1. Método de Fellenius.

Para el análisis de estabilidad por dovelas se han considerado 6 superficies de falla por el pie y debajo del pie para cada una de las laderas analizadas.

a. Resultados de Ladera N°1.

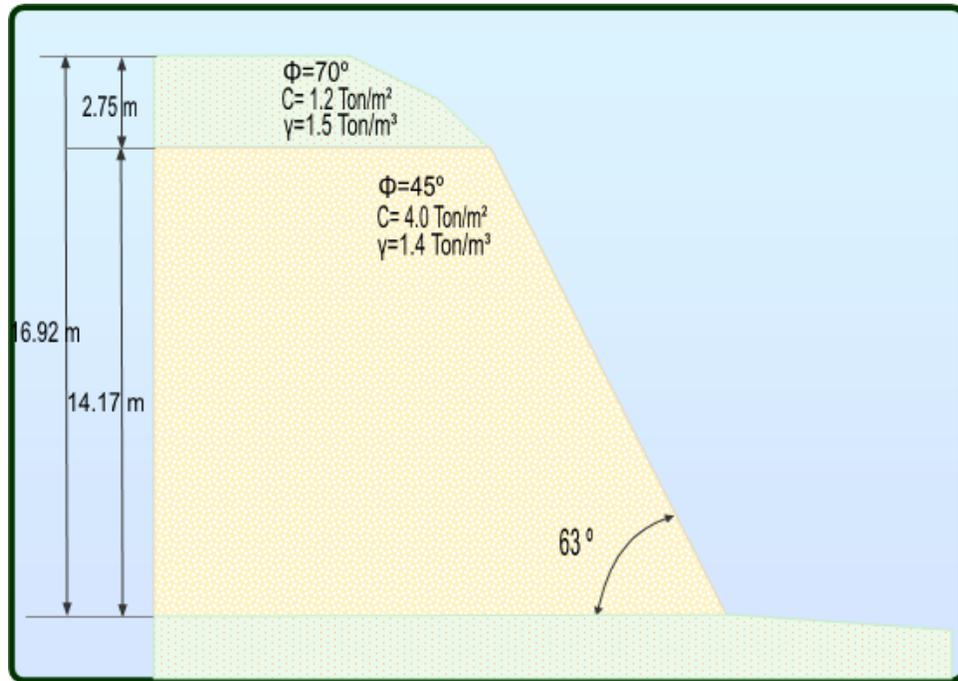


Figura 124. Configuración Ladera No. 1

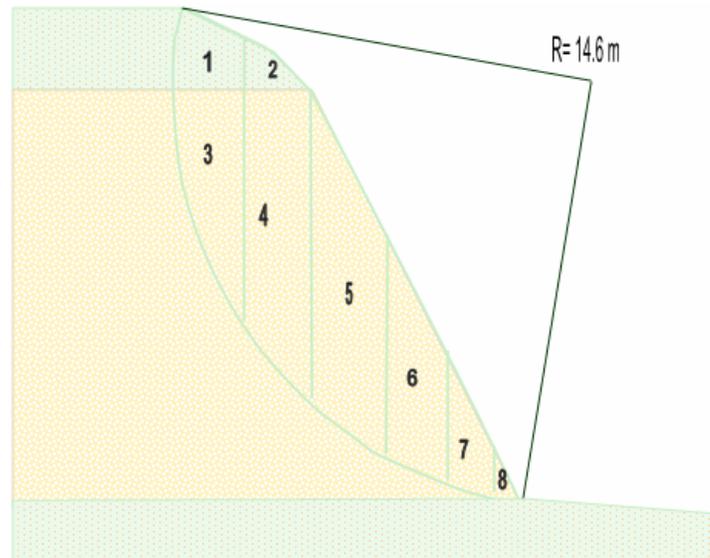
Los parámetros que se utilizaron para este análisis se resumen a continuación:

ESTRATO	Peso específico $\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	Angulo de fricción $\Phi$ (°)	Cohesión c (ton/m <sup>2</sup> )	Coefficiente de aceleración sísmica.
1	1.5	70	1.2	Kv= 0 Kh= 0.16
2	1.4	45	4	

Tabla 62. Parámetros de resistencia del suelo.

A continuación se presentan cada una de las posibles superficies de falla en la ladera N°1 con sus respectivas tablas en donde se resumen los cálculos realizados para cada caso. Se presenta el valor del factor de seguridad gravitatorio y por sismo.

## Superficie de Falla 1.

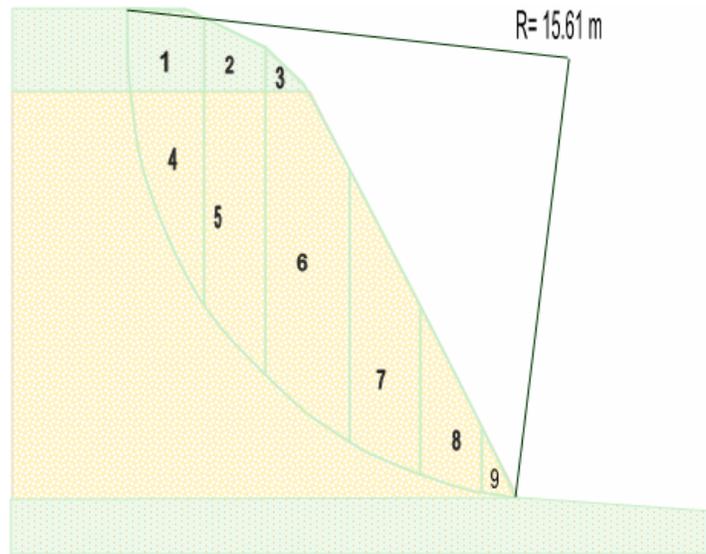


N°	V	Wi	$\Delta L$	$\theta$	Ti	Ni	$\tau$	Fr	Ti	Ni	$\tau$	Fr
1	5.93	8.90	2.48	89	8.92	-1.27	-0.20	-0.51	8.89	0.16	1.37	3.40
2	2.83	4.25	2.4	88	4.27	-0.53	0.59	1.42	4.24	0.15	1.37	3.29
3	12.63	17.68	2.13	64	17.13	5.21	6.45	13.73	15.89	7.75	7.64	16.27
4	22.03	30.84	2.4	48	26.22	16.97	11.07	26.57	22.92	20.64	12.60	30.24
5	22.93	32.10	3.11	36	23.02	22.95	11.38	35.39	18.87	25.97	12.35	38.41
6	12.56	17.58	2.32	25	9.98	14.75	10.36	24.03	7.43	15.94	0.87	25.22
7	4.91	6.87	1.7	18	3.17	6.20	7.65	13.00	2.12	6.54	7.85	13.34
8	5.57	7.80	0.92	12	2.84	7.37	12.01	11.05	1.62	7.63	12.29	11.31

FS (Gravitatorio)=1.73

FS (Sismo+G)=1.30

## Superficie de Falla 2.

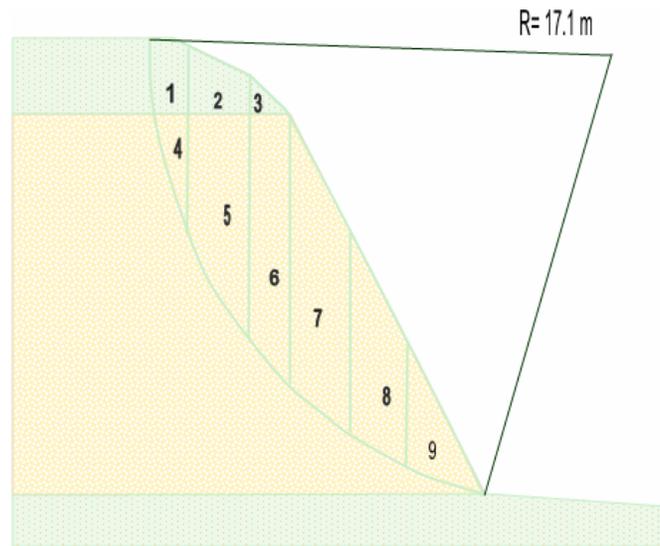


Nº	Área	Wi	$\Delta L$	$\theta$	Ti	Ni	$\tau$	Fr	Ti	Ni	$\tau$	Fr
1	7.01	10.52	2.53	85	10.62	-0.76	0.38	0.95	10.47	0.92	2.20	5.55
2	4.29	6.44	2.19	84	6.51	-0.35	0.76	1.66	6.40	0.67	2.04	4.48
3	1.09	1.64	1.48	84	1.65	-0.09	1.03	1.53	1.63	0.17	1.52	2.25
4	12.5	17.50	7.88	64	16.96	5.15	4.65	36.67	15.73	7.67	4.97	39.19
5	15.82	22.15	3.39	49	19.04	11.86	7.50	25.42	16.72	14.53	8.29	28.09
6	28.72	40.21	3.64	36	28.84	28.75	11.90	43.31	23.63	32.53	12.94	47.09
7	19.36	27.10	2.75	25	15.38	22.73	12.27	33.73	11.45	24.56	12.93	35.56
8	8.6	12.04	2.19	16	5.17	11.04	9.04	19.80	3.32	11.57	9.28	20.33
9	1.38	1.93	1.24	10	0.64	1.85	5.49	6.81	0.34	1.90	5.53	6.86

FS (Gravitatorio)=2.11

FS (Sismo+G)=1.62

### Superficie de Falla 3.

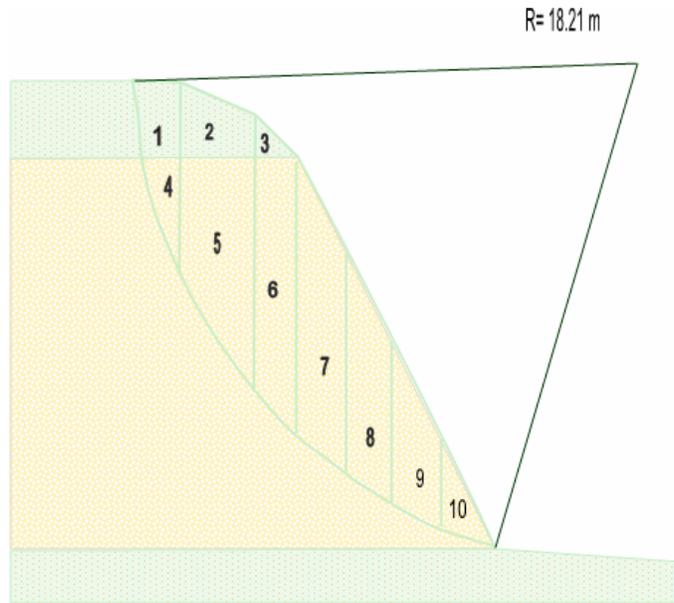


N°	Área	Wi	$\Delta L$	$\theta$	Ti	Ni	$\tau$	Fr	Ti	Ni	$\tau$	Fr
1	3.56	5.34	1.25	81	5.41	-0.01	1.18	1.48	5.27	0.84	3.04	3.80
2	4.53	6.80	2.26	81	6.88	-0.01	1.19	2.68	6.71	1.06	2.49	5.63
3	1.09	1.64	1.48	80	1.66	0.03	1.25	1.85	1.61	0.28	1.73	2.56
4	2.82	3.95	4.68	71	3.94	0.69	4.15	19.41	3.73	1.29	4.27	20.01
5	14.45	20.23	4.41	58	18.87	7.98	5.81	25.62	17.16	10.72	6.43	28.36
6	13.49	18.89	2.21	48	16.06	10.39	8.70	19.23	14.04	12.64	9.72	21.48
7	19.87	27.82	2.94	39	20.97	18.82	10.40	30.58	17.51	21.62	11.35	33.38
8	12.68	17.75	2.41	31	11.58	13.75	9.71	23.39	9.14	15.22	10.31	24.86
9	6.79	9.51	3.13	23	5.11	8.16	6.61	20.68	3.71	8.75	6.80	21.27

FS (Gravitatorio)=2.05

FS (Sismo+G)=1.60

## Superficie De Falla 4.

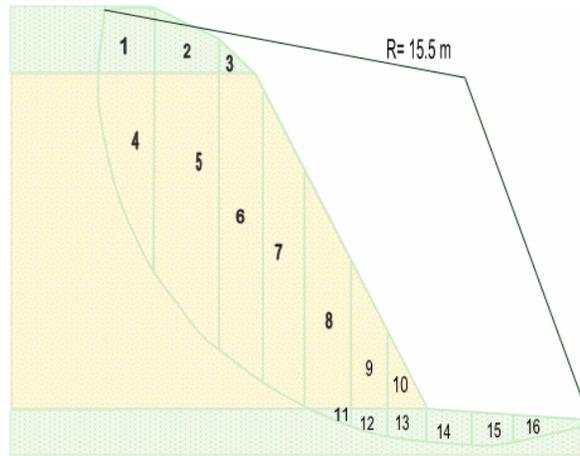


N°	Área	Wi	$\Delta L$	$\theta$	Ti	Ni	$\tau$	Fr	Ti	Ni	$\tau$	Fr
1	4.23	6.35	1.39	79	6.42	0.21	1.62	2.26	6.23	1.21	3.59	4.99
2	5.75	8.63	2.72	78	8.72	0.44	1.65	4.48	8.44	1.79	3.01	8.19
3	1.09	1.53	1.48	76	1.54	0.13	4.09	6.05	1.48	0.37	4.25	6.29
4	3.01	4.21	4.56	69	4.18	0.88	4.19	19.12	3.93	1.51	4.33	19.75
5	17.51	24.51	5.01	56	22.52	10.46	6.09	30.50	20.32	13.71	6.74	33.75
6	13.78	19.29	2.13	46	16.02	11.18	9.25	19.70	13.88	13.40	10.29	21.92
7	16.87	23.62	2.38	39	17.80	15.98	10.71	25.50	14.86	18.35	11.71	27.87
8	11.45	16.03	1.92	33	10.88	12.05	10.27	19.73	8.73	13.44	11.00	21.12
9	8.35	11.69	2.03	26	6.81	9.69	8.77	17.81	5.12	10.51	9.18	18.63
10	3.13	4.38	2.08	20	2.16	3.88	5.86	12.20	1.50	4.12	5.98	12.44

FS (Gravitatorio)=2.07

FS (Sismo+G)=1.62

### Superficie De Falla 5.

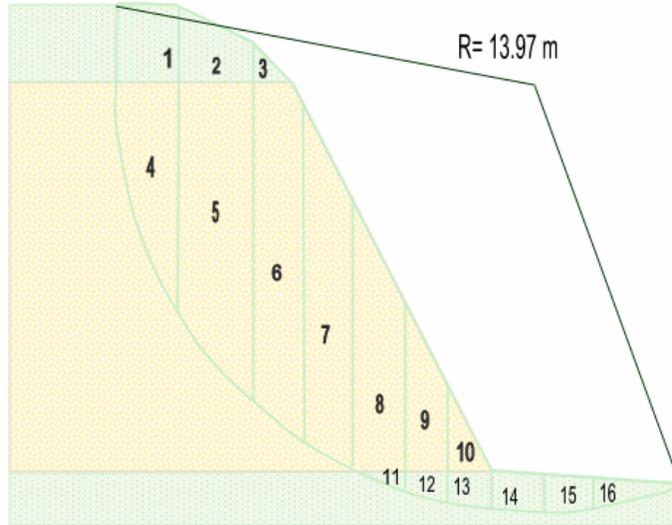


Nº	Área	Wi	$\Delta L$	$\theta$	Ti	Ni	$\tau$	Fr	Ti	Ni	$\tau$	Fr
1	6.03	9.05	2.31	91	9.02	-1.60	-0.71	-1.64	9.04	-0.16	1.01	2.34
2	5.75	8.63	2.72	91	8.60	-1.53	-0.35	-0.94	8.62	-0.15	1.05	2.85
3	1.09	1.64	1.48	91	1.63	-0.29	0.66	0.98	1.63	-0.03	1.15	1.70
4	13.48	18.87	8.8	65	18.38	5.24	4.60	40.44	17.10	7.98	4.91	43.18
5	27.73	38.82	4.22	49	33.37	20.78	8.92	37.66	29.30	25.47	10.04	42.35
6	23.2	32.48	2.36	38	24.09	22.40	13.49	31.84	20.00	25.59	14.85	35.03
7	19.99	27.99	2.04	36	20.07	20.01	13.81	28.17	16.45	22.64	15.10	30.80
8	15.79	22.11	1.92	22	11.56	19.17	13.99	26.85	8.28	20.50	14.68	28.18
9	7.3	10.22	1.52	16	4.39	9.37	10.17	15.45	2.82	9.82	10.46	15.90
10	2.66	3.72	1.66	10	1.23	3.56	6.15	10.20	0.65	3.67	6.21	10.31
11	0.74	1.04	2.07	21	0.53	0.91	4.44	9.19	0.37	0.97	4.47	9.25
12	1.5	2.10	1.58	15	0.87	1.94	5.23	8.26	0.54	2.03	5.28	8.35
13	2.21	3.09	1.69	9	0.97	2.98	5.76	9.74	0.48	3.06	5.81	9.82
14	2.76	3.86	1.91	3	0.82	3.83	6.00	11.47	0.20	3.86	6.02	11.50
15	2.3	3.22	1.78	-4	0.29	3.25	5.82	10.37	-0.22	3.21	5.80	10.33
16	1.9	2.32	3.2	-12	-0.12	2.35	4.73	15.15	-0.48	2.27	4.71	15.07

FS (Gravitatorio)= 2.41

FS (Sismo+G)= 1.87

### Superficie De Falla 6.



Nº	Área	Wi	ΔL	θ	Ti	Ni	τ	Fr	Ti	Ni	τ	Fr
1	3.2	4.80	1.57	96	4.69	-1.27	-1.01	-1.59	4.77	-0.50	0.32	0.74
2	2.78	4.17	1.57	97	4.06	-1.17	-0.85	-1.33	4.14	-0.51	0.31	0.84
3	0.94	1.41	1.37	98	1.36	-0.42	0.36	0.49	1.40	-0.20	0.81	1.19
4	9.26	12.96	5.38	69	12.85	2.71	4.50	24.23	12.10	4.65	4.93	42.80
5	14.39	20.15	2.82	56	18.50	8.59	7.05	19.87	16.70	11.27	8.28	33.74
6	15.16	21.22	1.99	46	17.63	12.30	10.18	20.26	15.27	14.74	11.94	26.92
7	22.17	31.04	2.61	37	22.65	21.80	12.35	32.24	18.68	24.79	14.18	27.53
8	13.97	19.56	1.93	28	11.94	15.80	12.19	23.52	9.18	17.27	13.59	24.86
9	9.97	13.96	2.07	20	6.87	12.35	9.97	20.63	4.77	13.12	10.79	15.71
10	1.93	2.70	1.4	13	1.03	2.54	5.81	8.14	0.61	2.63	6.01	9.76
11	0.8	1.12	2.19	18	0.52	1.01	4.46	9.77	0.35	1.07	4.52	9.29
12	1.28	1.79	1.42	11	0.62	1.70	5.20	7.38	0.34	1.76	5.33	8.28
13	2.31	3.23	2.16	4	0.74	3.19	5.48	11.83	0.23	3.23	5.60	9.28
14	1.87	2.62	1.93	-4	0.24	2.64	5.37	10.36	-0.18	2.61	5.45	.22
15	1.1	1.54	2.6	-12	-0.08	1.56	4.60	11.96	-0.32	1.51	0.62	.03

FS (Gravitatorio)=2.52

FS (Sismo+G)=1.91

En la Tabla 63 Se resumen los datos obtenidos a partir del análisis por el Método de Fellenius en la Ladera N°1.

ITERACIÓN.	FS			CONDICIÓN	TIPO DE FALLA
	RADIO	SISMO+G	GRAVEDAD		
1	14.6	1.30	1.73	Inestable	Pie
2	15.61	1.62	2.11	Estable	Pie
3	17.1	1.60	2.05	Estable	Pie
4	18.21	1.62	2.07	Estable	Pie
5	15.5	1.87	2.41	Estable	Debajo del pie
6	13.97	1.91	2.52	Estable	Debajo del pie

Tabla 63. Resumen de datos de análisis por Fellenius en Ladera N°1.

### b. Resultados de Ladera N°2.

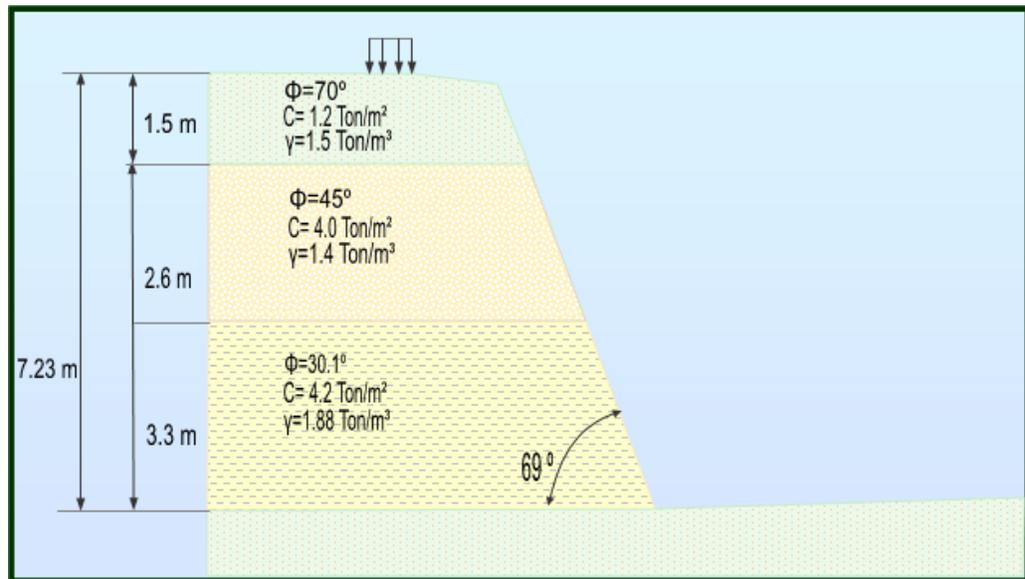


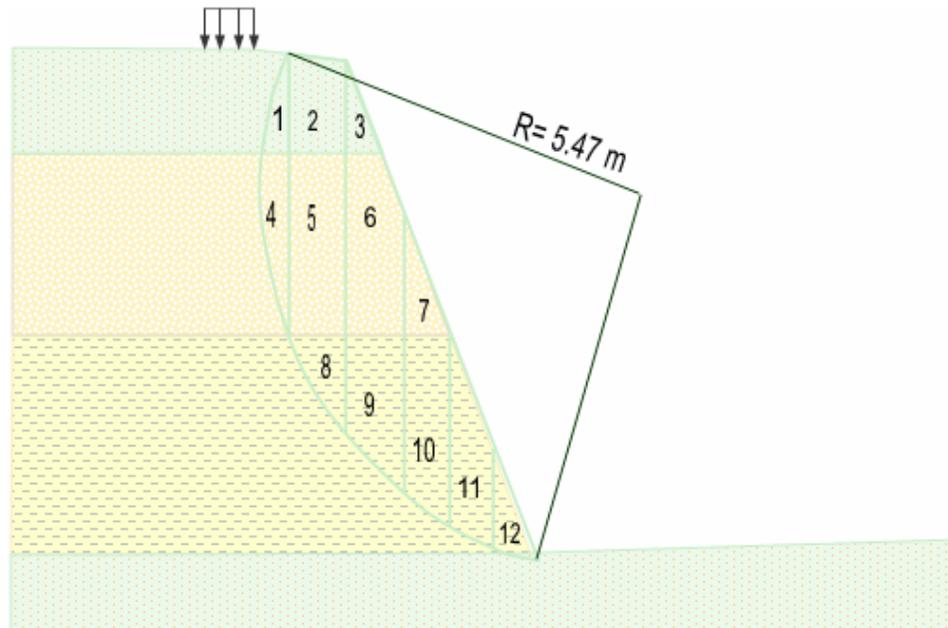
Figura 125. Configuración ladera No. 2

Los parámetros que se utilizaron para este análisis se resumen a continuación:

ESTRATO	Peso específico $\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	Angulo de fricción $\Phi$ (°)	Cohesión c(ton/m <sup>2</sup> )	Coefficiente de aceleración sísmica.
1	1.5	70	1.2	Kv= 0 Kh= 0.16
2	1.4	45	4	
3	1.88	30.1	4.2	
4	1.5	70	1.2	

Tabla 64. Parámetros de resistencia del suelo.

### Superficie de Falla 1.

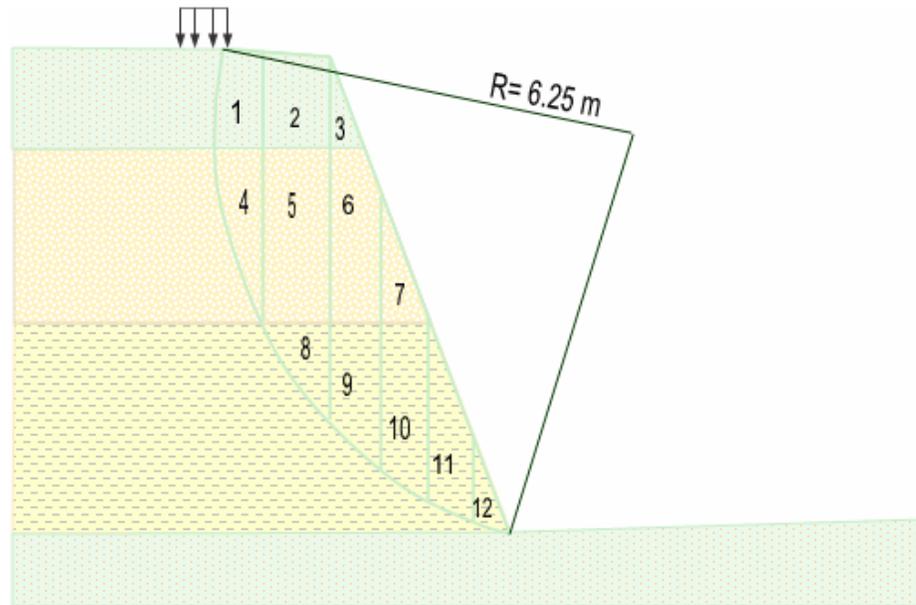


N°	V	Wi	ΔL	θ	Ti	Ni	τ	Fr	Ti	Ni	τ	Fr
1	0.29	0.44	0.39	97	0.42	-0.12	0.34	0.13	0.43	-0.05	0.83	0.32
2	1.15	1.73	0.82	96	1.69	-0.45	-0.32	-0.27	1.72	-0.18	0.60	0.49
3	0.34	0.51	0.51	96	0.50	-0.13	0.48	0.24	0.51	-0.05	0.91	0.47
4	0.51	0.71	0.54	73	0.72	0.10	4.18	2.26	0.68	0.21	4.39	2.37
5	2.13	2.98	0.82	66	2.92	0.78	4.95	4.06	2.72	1.21	5.48	4.49
6	2.05	2.87	0.85	61	2.73	0.99	5.16	4.39	2.51	1.39	5.64	4.79
7	0.54	0.76	0.64	56	0.69	0.32	4.50	2.88	0.63	0.42	4.66	2.98
8	0.53	1.00	0.88	56	0.92	0.43	4.28	3.77	0.83	0.56	4.37	3.84
9	1.5	2.82	0.85	43	2.25	1.75	5.40	4.59	1.92	2.06	5.61	4.77
10	1.54	2.90	0.77	33	1.97	2.18	5.84	4.50	1.58	2.43	6.03	4.64
11	1.19	2.24	0.67	26	1.30	1.85	5.80	3.89	0.98	2.01	5.94	3.98
12	0.41	0.77	0.63	20	0.38	0.68	4.83	3.04	0.26	0.72	4.87	3.07

FS(Gravatorio)= 2.21

FS(sismo+G)= 1.85

## Superficie de Falla 2.

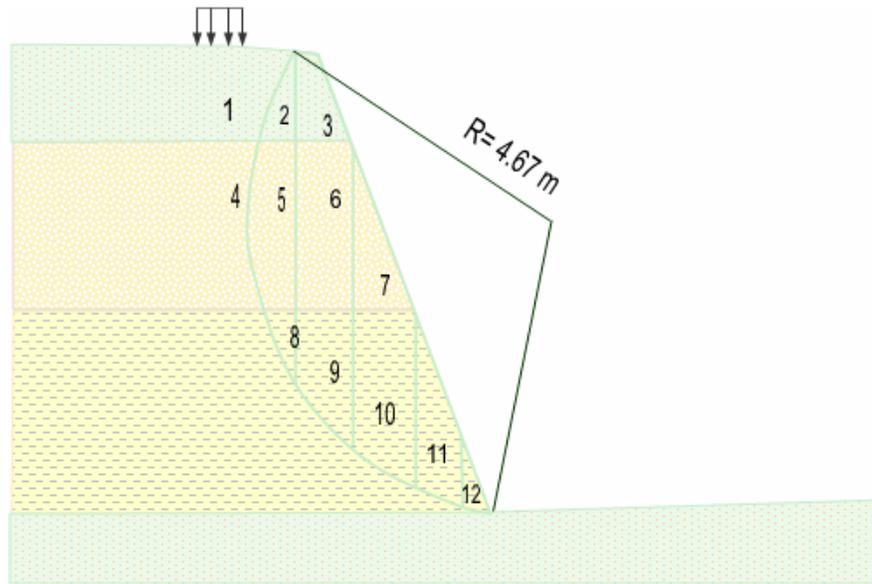


N°	Área	Wi	$\Delta L$	$\theta$	Ti	Ni	$\tau$	Fr	Ti	Ni	$\tau$	Fr
1	0.91	1.37	0.67	88	0.57	-0.29	-0.11	-0.07	0.60	-0.19	0.32	0.20
2	1.45	2.18	1	87	1.12	-0.50	-0.42	-0.36	1.17	-0.31	0.18	0.16
3	0.34	0.51	0.51	87	2.07	0.36	4.59	2.80	1.96	0.67	5.11	3.11
4	0.87	1.22	0.81	69	3.06	0.76	4.89	4.16	2.86	1.21	5.43	4.61
5	2.6	3.64	1	61	1.73	0.43	4.44	4.35	1.62	0.69	4.70	4.61
6	1.91	2.67	0.77	56	0.50	0.18	4.29	5.10	0.46	0.26	4.32	5.15
7	0.69	0.97	0.72	52	2.14	1.39	4.82	6.26	1.87	1.69	4.95	6.44
8	0.71	0.99	1.74	52	2.96	3.28	7.65	4.21	2.38	3.66	8.06	4.43
9	1.37	1.92	1.04	42	1.41	2.24	5.85	4.62	1.02	2.41	5.97	4.71
10	1.71	3.21	0.86	33	0.23	0.50	4.75	2.52	0.14	0.53	4.78	2.53
11	1.26	2.37	0.74	27	0.57	-0.29	-0.11	-0.07	0.60	-0.19	0.32	0.20
12	0.33	0.62	0.6	21	1.12	-0.50	-0.42	-0.36	1.17	-0.31	0.18	0.16

FS (Gravitatorio)=2.28

FS (Sismo+G)=1.92

### Superficie de falla 3.

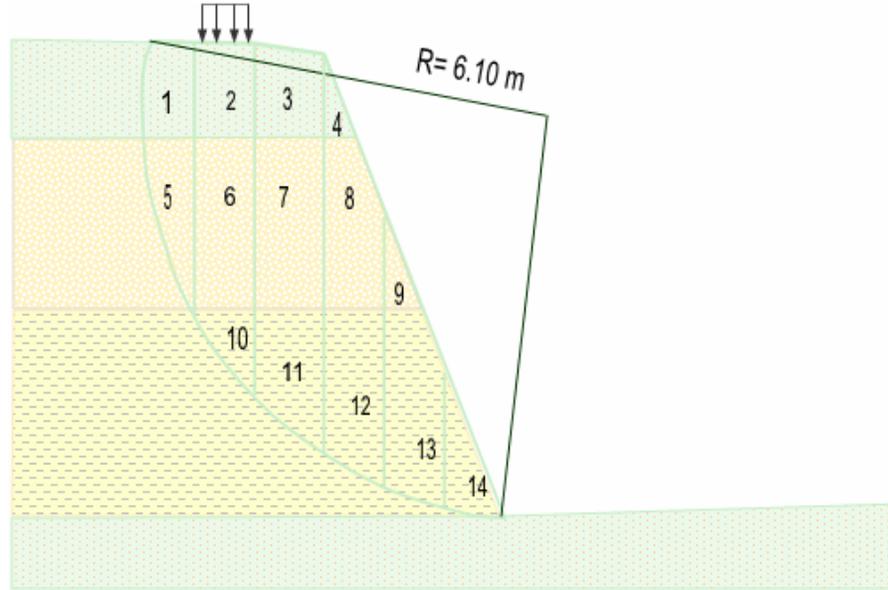


N°	Área	Wi	$\Delta L$	$\theta$	Ti	Ni	$\tau$	Fr	Ti	Ni	$\tau$	Fr
1	0.42	0.63	0.61	108	0.57	-0.29	-0.11	-0.07	0.60	-0.19	0.32	0.20
2	0.81	1.22	0.85	105	1.12	-0.50	-0.42	-0.36	1.17	-0.31	0.18	0.16
3	1.48	2.07	0.61	71	2.07	0.36	4.59	2.80	1.96	0.67	5.11	3.11
4	2.22	3.11	0.85	67	3.06	0.76	4.89	4.16	2.86	1.21	5.43	4.61
5	1.26	1.76	0.98	67	1.73	0.43	4.44	4.35	1.62	0.69	4.70	4.61
6	0.28	0.53	1.19	61	0.50	0.18	4.29	5.10	0.46	0.26	4.32	5.15
7	1.34	2.52	1.30	48	2.14	1.39	4.82	6.26	1.87	1.69	4.95	6.44
8	2.32	4.36	0.55	33	2.96	3.28	7.65	4.21	2.38	3.66	8.06	4.43
9	1.39	2.61	0.79	23	1.41	2.24	5.85	4.62	1.02	2.41	5.97	4.71
10	0.29	0.55	0.53	15	0.23	0.50	4.75	2.52	0.14	0.53	4.78	2.53

FS (Gravitatorio)=2.28

FS (Sismo+G)= 1.92

### Superficie de Falla 4.

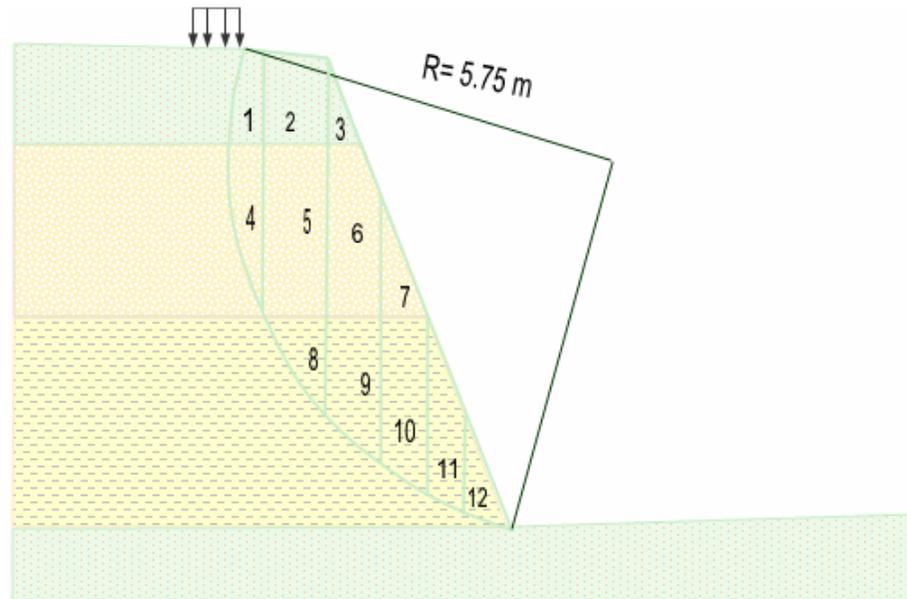


Nº	Área	Wi	$\Delta L$	$\theta$	Ti	Ni	$\tau$	Fr	Ti	Ni	$\tau$	Fr
1	0.24	0.36	0.78	86	0.36	-0.03	1.09	0.85	0.36	0.03	1.29	1.00
2	0.32	0.48	0.92	85	0.48	-0.03	1.10	1.01	0.48	0.04	1.32	1.22
3	0.62	0.93	1.05	84	0.94	-0.05	1.07	1.12	0.92	0.10	1.45	1.53
4	1.68	2.52	0.51	83	2.55	-0.09	0.70	0.36	2.50	0.31	2.85	1.46
5	1.75	2.45	0.89	67	2.41	0.60	4.67	4.16	2.26	0.96	5.08	4.52
6	0.12	0.17	0.92	58	0.16	0.07	4.07	3.75	0.14	0.09	4.10	3.77
7	0.23	0.32	1.05	52	0.29	0.16	4.15	4.36	0.25	0.20	4.19	4.40
8	0.53	0.74	0.9	44	0.60	0.45	4.50	4.05	0.52	0.53	4.59	4.13
9	0.77	1.08	0.59	37	0.79	0.76	5.28	3.12	0.65	0.86	5.46	3.22
10	0.21	0.39	0.96	51	0.35	0.20	4.32	4.15	0.31	0.25	4.35	4.18
11	0.76	1.43	1.37	39	1.08	0.97	4.61	6.31	0.90	1.11	4.67	6.40
12	2.11	3.97	1.02	28	2.72	3.20	6.02	6.14	1.86	3.50	6.19	6.31
13	2.38	4.47	0.96	19	2.13	4.00	6.61	6.35	1.46	4.23	6.75	6.48
14	0.92	1.73	0.9	12	0.63	1.63	5.25	4.73	0.36	1.69	5.29	4.76

FS (Gravitatorio)=3.67

FS (Sismo+G)=2.95

## Superficie de Falla 5.

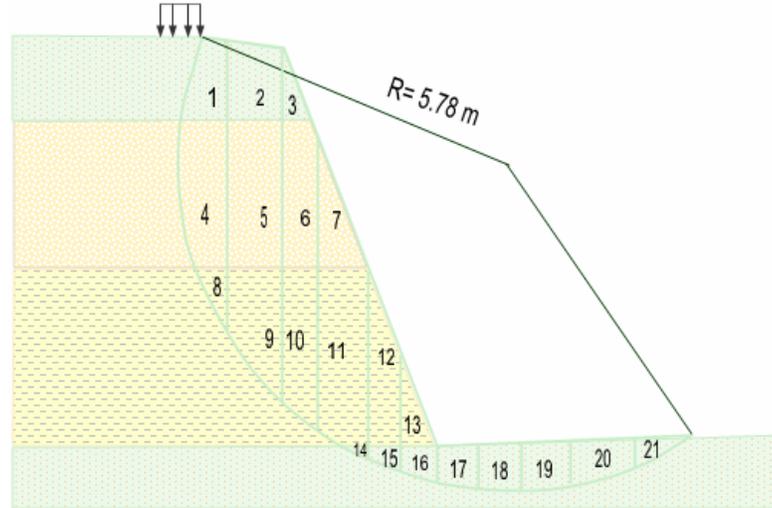


N°	Área	Wi	$\Delta L$	$\theta$	Ti	Ni	$\tau$	Fr	Ti	Ni	$\tau$	Fr
1	0.6	0.90	1.01	92	0.89	-0.18	0.72	0.73	0.90	-0.03	1.11	1.13
2	1.39	2.09	0.97	92	2.07	-0.41	0.05	0.05	2.08	-0.07	0.99	0.96
3	0.34	0.51	0.51	93	0.51	-0.11	0.62	0.31	0.51	-0.03	1.06	0.54
4	0.68	0.95	0.91	71	0.95	0.17	4.30	3.91	0.90	0.31	4.55	4.14
5	2.52	3.53	0.97	63	3.40	1.10	5.83	5.66	3.14	1.60	6.67	6.47
6	2.05	2.87	0.85	58	2.68	1.13	6.16	5.23	2.43	1.52	6.90	5.86
7	0.55	0.77	0.64	53	0.69	0.37	4.92	3.15	0.61	0.46	5.17	3.31
8	0.71	1.33	0.98	53	1.19	0.63	4.57	4.48	1.07	0.80	4.68	4.58
9	1.56	2.93	1.14	41	2.28	1.91	5.17	5.89	1.92	2.21	5.33	6.07
10	1.56	2.93	0.76	32	1.95	2.24	5.91	4.49	1.55	2.49	6.10	4.63
11	1.11	2.09	0.6	26	1.21	1.73	5.87	3.52	0.91	1.88	6.01	3.61
12	0.51	0.96	0.73	20	0.47	0.85	4.87	3.56	0.33	0.90	4.92	3.59

FS (Gravitatorio)= 2.46

FS (Sismo+G)=2.03

### Superficie de Falla 6.



N°	Área	Wi	$\Delta L$	$\theta$	Ti	Ni	$\tau$	Fr	Ti	Ni	$\tau$	Fr
1	0.87	1.31	0.81	98	1.26	-0.39	-0.12	-0.10	1.29	-0.18	0.58	0.47
2	1.36	2.04	0.97	100	1.95	-0.68	-0.71	-0.69	2.01	-0.35	0.20	0.19
3	0.34	0.51	0.51	101	0.49	-0.18	0.24	0.12	0.50	-0.10	0.68	0.34
4	1.78	2.49	0.81	71	2.49	0.43	4.54	3.67	2.36	0.81	5.00	4.05
5	2.25	3.15	0.97	67	3.10	0.77	4.79	4.65	2.90	1.23	5.27	5.11
6	1.57	2.20	0.61	63	2.12	0.68	5.12	3.12	1.96	1.00	5.64	3.44
7	1.03	1.44	0.88	59	1.35	0.54	4.62	4.06	1.24	0.74	4.84	4.26
8	0.33	0.62	0.68	62	0.59	0.20	4.37	2.97	0.55	0.29	4.45	3.02
9	1.72	3.23	1.5	49	2.78	1.73	4.87	7.30	2.44	2.12	5.02	7.53
10	1.54	2.90	0.81	39	2.18	1.96	5.60	4.54	1.82	2.25	5.81	4.71
11	2.71	5.09	0.48	30	3.25	4.00	9.04	4.34	2.55	4.41	9.53	4.57
12	1.36	2.56	0.57	24	1.41	2.17	6.41	3.65	1.04	2.34	6.58	3.75
13	0.53	1.00	0.66	19	0.48	0.89	4.98	3.29	0.32	0.94	5.03	3.32
14	0.06	0.09	0.48	27	0.05	0.07	1.62	0.78	0.04	0.08	1.66	0.80
15	0.21	0.32	0.62	22	0.16	0.27	2.41	1.49	0.12	0.29	2.49	1.55
16	0.36	0.54	0.66	15	0.22	0.50	3.28	2.16	0.14	0.52	3.37	2.23
17	0.53	0.80	0.73	8	0.24	0.77	4.10	2.99	0.11	0.79	4.16	3.04
18	0.64	0.96	0.74	1	0.17	0.96	4.75	3.52	0.02	0.96	4.76	3.53

19	0.74	1.11	0.89	-7	0.04	1.12	4.67	4.15	-0.14	1.10	4.60	4.09
20	0.73	1.10	1.12	-16	-0.13	1.10	3.90	4.37	-0.30	1.05	3.78	4.24
21	0.76	1.14	1.01	-27	-0.36	1.10	4.19	4.23	-0.52	1.02	3.96	4.00

FS (Gravitatorio)=3.07

FS (Sismo+G)=2.52

En la Tabla 65 se resumen los datos obtenidos a partir del análisis por el Método de Fellenius en la Ladera N°2.

ITERACIÓN.	FS			CONDICIÓN	TIPO DE FALLA
	RADIO	SISMO+G	GRAVEDAD		
1	5.47	1.85	2.21	Estable	Pie
2	6.25	1.93	2.32	Estable	Pie
3	4.67	1.92	2.28	Estable	Pie
4	6.1	2.95	3.67	Estable	Pie
5	5.75	2.03	2.46	Estable	Pie
6	5.78	2.52	3.07	Estable	Debajo del Pie

Tabla 65. Resumen de datos de análisis por Fellenius en Ladera N°2.

### c. Resultados de Ladera N°3.

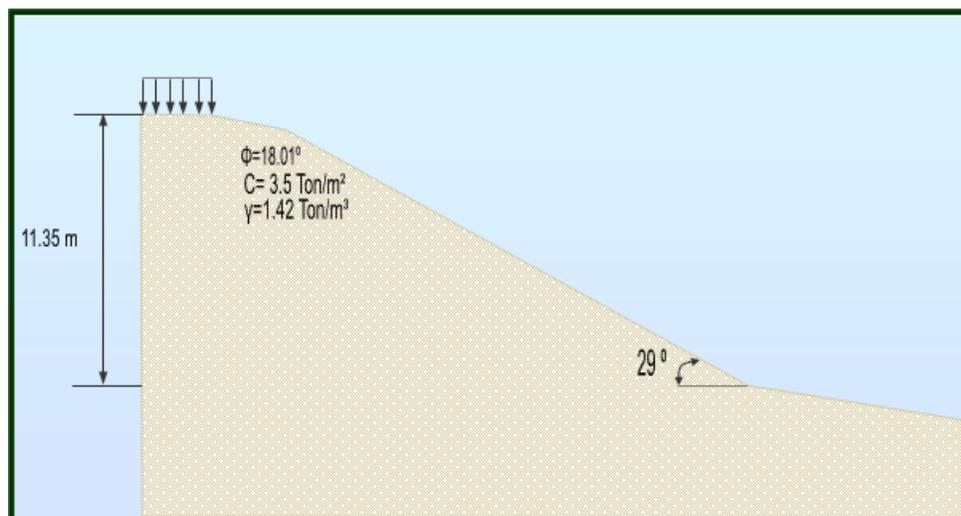


Figura 125. Configuración Ladera No. 3.

Los parámetros que se utilizaron para este análisis se resumen a continuación:

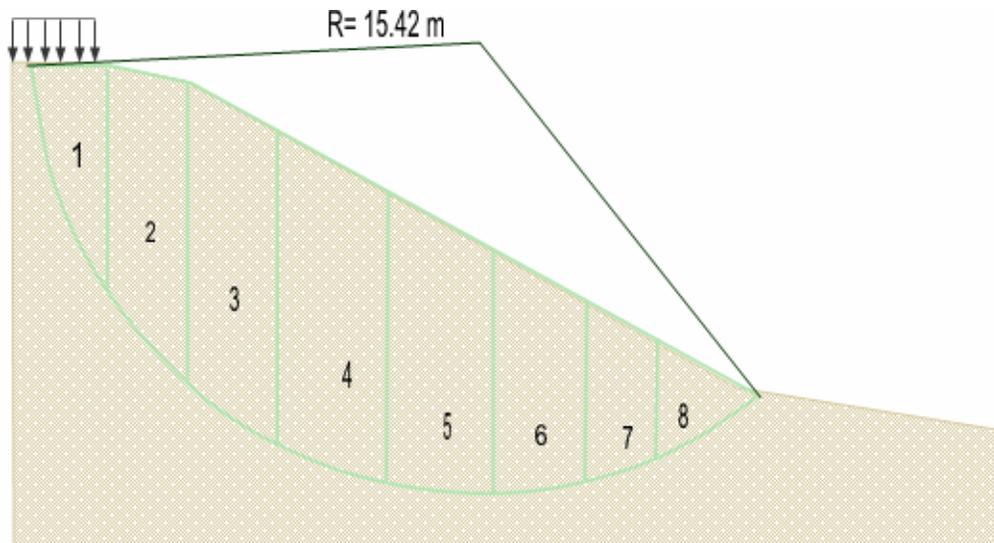
$P = 1.22 \text{ ton/m}$

$d_1 = 14.01; d_2 = 16.13; d_3 = 19.43; d_4 = 16.26; d_5 = 16.78; d_6 = 21.97$

ESTRATO	Peso específico $\gamma$ ( $\text{ton/m}^3$ )	Angulo de fricción $\phi$ (°)	Cohesión $c$ ( $\text{ton/m}^2$ )	Coefficiente de aceleración sísmica.
1	1.42	18.01	3.5	$K_v = 0$ $K_h = 0.16$

Tabla 66. Datos utilizados para análisis método Fellenius Ladera N°3.

### Superficie de Falla 1.

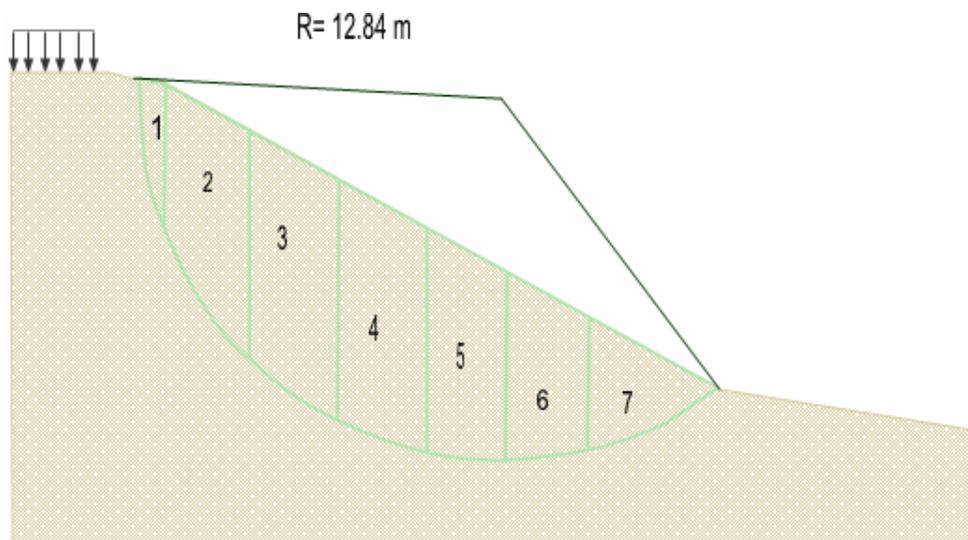


N°	V	Wi	$\Delta L$	$\theta$	Ti	Ni	$\tau$	Fr	Ti	Ni	$\tau$	Fr
1	9.81	13.93	2.71	62	13.35	4.57	4.05	10.97	12.30	6.54	4.28	11.61
2	25.61	36.37	4.22	47	30.56	20.55	5.08	21.45	26.60	24.80	5.41	22.83
3	32.81	46.59	3.69	33	31.63	35.01	6.58	24.30	25.37	39.07	6.94	25.62
4	40.38	57.34	4.02	19	27.34	51.23	7.64	30.73	18.67	54.22	7.88	31.70
5	34.09	48.41	3.68	5	11.93	47.55	7.70	28.34	4.22	48.22	7.76	28.56
6	23.38	33.20	3.22	-8	0.64	33.62	6.89	22.20	-4.62	32.88	6.82	21.96
7	12.66	17.98	2.60	-19	-3.13	17.93	5.74	14.93	-5.85	17.00	5.63	14.63
8	7.03	9.98	4.07	-28	-3.28	9.56	4.26	17.35	-4.69	8.81	4.20	17.11

FS (Gravitatorio)= 1.95

FS (Sismo+G)= 1.35

### Superficie de Falla 2.

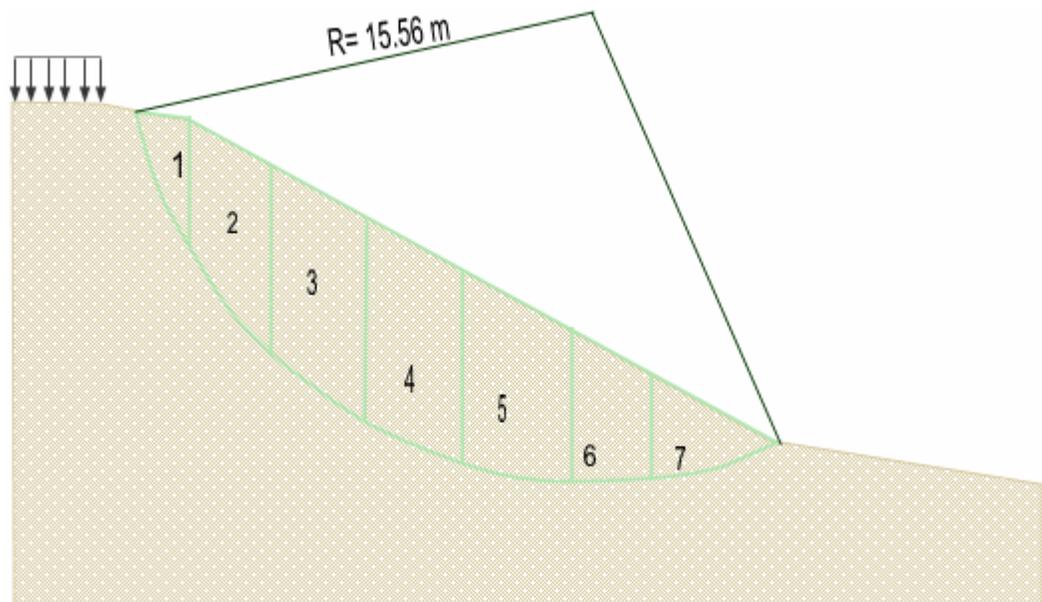


N°	V	Wi	$\Delta L$	$\theta$	Ti	Ni	$\tau$	Fr	Ti	Ni	$\tau$	Fr
1	2.55	3.62	0.85	75	3.65	0.38	0.44	3.10	3.50	0.94	3.86	3.28
2	22.01	31.25	5.89	54	28.22	14.33	2.43	4.29	25.29	18.37	4.51	26.59
3	25.82	36.66	3.79	35	25.84	26.67	7.04	5.79	21.03	30.03	6.08	23.03
4	25.60	36.35	3.28	19	17.33	32.48	9.90	6.72	11.84	34.37	6.91	22.65
5	21.20	30.10	2.90	6	7.94	29.44	10.15	6.80	3.15	29.94	6.86	19.88
6	16.24	23.06	2.85	-7	0.85	23.34	8.19	6.16	-2.81	22.89	6.11	17.42
7	11.06	15.71	5.16	-21	-3.28	15.56	3.02	4.48	-5.63	14.66	4.42	22.83

FS (Gravitatorio)= 1.78

FS (Sismo+G)= 1.32

### Superficie de Falla 3.

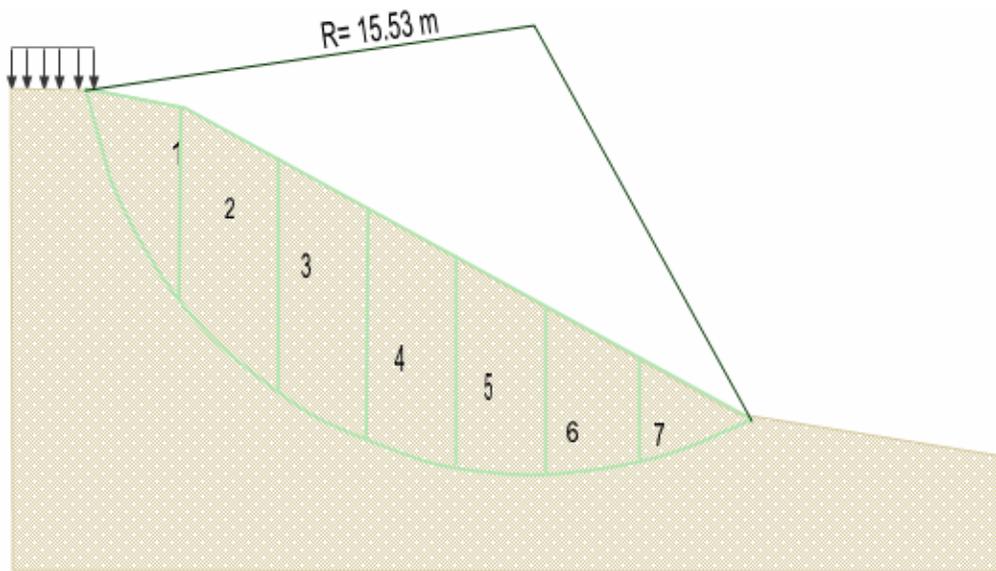


N°	Área	Wi	$\Delta L$	$\theta$	Ti	Ni	$\tau$	Fr	Ti	Ni	$\tau$	Fr
1	3.79	5.38	1.81	65	5.24	1.49	3.77	6.82	4.88	2.27	3.91	7.07
2	14.40	20.45	4.34	51	17.95	10.33	4.27	18.55	15.89	12.87	4.46	19.37
3	20.82	29.56	3.92	36	21.20	21.14	5.25	20.59	17.38	23.92	5.48	21.50
4	21.53	30.57	3.48	29	19.10	24.37	5.78	20.10	14.82	26.74	6.00	20.87
5	21.38	30.36	3.73	10	10.06	29.05	6.03	22.50	5.27	29.90	6.11	22.78
6	11.33	16.09	2.61	-2	2.01	16.17	5.51	14.39	-0.56	16.08	5.50	14.36
7	7.77	11.03	4.50	-12	-0.57	11.16	4.31	19.38	-2.29	10.79	4.28	19.26

FS (Gravitatorio)= 1.58

FS (Sismo+G)= 1.24

### Superficie de Falla 4.

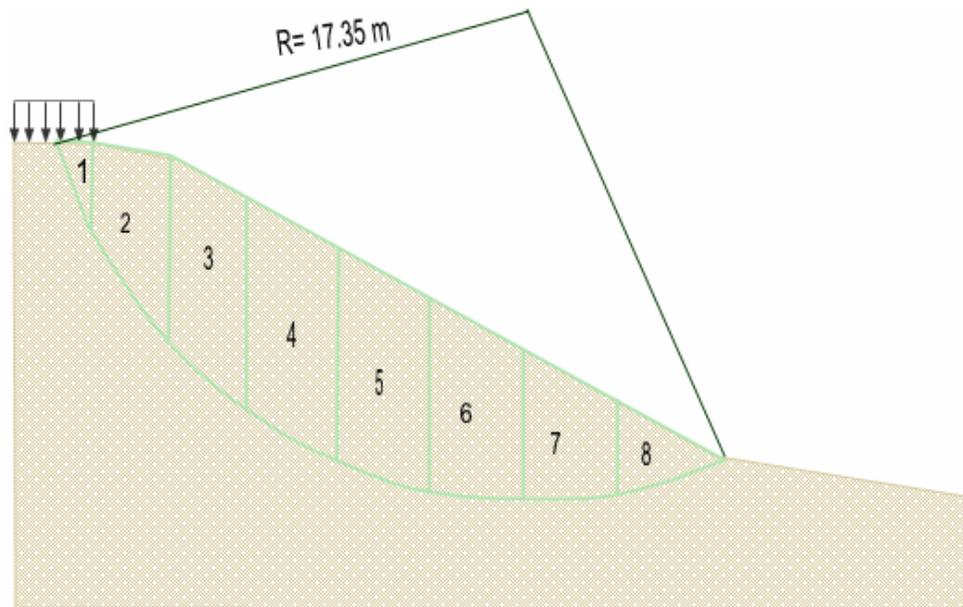


N°	Área	Wi	$\Delta L$	$\theta$	Ti	Ni	$\tau$	Fr	Ti	Ni	$\tau$	Fr
1	13.18	18.72	3.37	60	17.71	6.76	4.15	13.99	16.21	9.36	4.40	14.84
2	25.70	36.49	4.67	42	28.76	23.21	5.12	23.89	24.42	27.12	5.39	25.16
3	24.92	35.39	3.49	28	21.61	28.59	6.16	21.51	16.61	31.24	6.41	22.37
4	23.33	33.13	3.16	16	14.23	30.38	6.63	20.94	9.13	31.85	6.78	21.41
5	19.96	28.34	3.06	5	6.99	27.84	6.46	19.76	2.47	28.24	6.50	19.89
6	15.34	21.78	3.29	-7	0.80	22.05	5.68	18.68	-2.65	21.62	5.64	18.54
7	6.81	9.67	3.79	-18	-1.52	9.68	4.33	16.41	-2.99	9.20	4.29	16.26

FS (Gravitatorio)= 1.67

FS (Sismo+G)= 1.25

### Superficie de Falla 5.

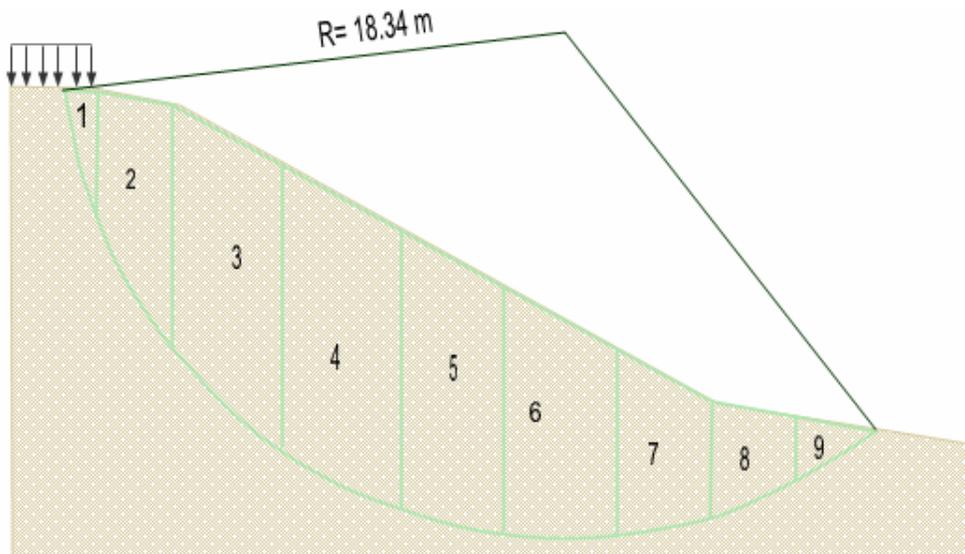


N°	Área	Wi	$\Delta L$	$\theta$	Ti	Ni	$\tau$	Fr	Ti	Ni	$\tau$	Fr
1	2.08	2.95	1.22	67	2.90	0.72	3.69	4.50	2.72	1.15	3.81	4.65
2	14.26	20.25	4.90	54	18.29	9.28	4.12	20.17	16.38	11.90	4.29	21.02
3	19.98	28.37	3.53	41	22.04	18.43	5.20	18.35	18.61	21.41	5.47	19.32
4	24.70	35.07	3.74	29	21.91	27.96	5.93	22.18	17.00	30.68	6.17	23.06
5	23.78	33.77	3.43	17	15.04	30.71	6.41	21.99	9.87	32.29	6.56	22.50
6	20.46	29.05	3.34	-6	1.59	29.38	6.36	21.24	-3.04	28.89	6.31	21.08
7	14.48	20.56	3.33	-4	1.85	20.74	5.52	18.40	-1.43	20.51	5.50	18.32
8	6.33	8.99	3.90	-15	-0.94	9.05	4.25	16.59	-2.33	8.68	4.22	16.47

FS (Gravitatorio) = 1.87

FS (Sismo+G) = 1.39

### Superficie de Falla 6.



Nº	Área	Wi	ΔL	θ	Ti	Ni	τ	Fr	Ti	Ni	τ	Fr
1	6.18	8.78	2.82	57	8.12	3.60	3.71	11.04	7.36	4.78	4.05	11.42
2	14.49	20.58	4.12	47	17.29	11.62	4.42	18.20	15.05	14.03	4.61	18.98
3	19.26	27.35	3.93	36	19.62	19.55	5.12	20.11	16.08	22.13	5.33	20.95
4	20.91	29.69	3.58	27	17.71	24.30	5.71	20.43	13.48	26.46	5.90	21.13
5	18.95	26.91	3.26	18	12.41	24.26	5.92	19.30	8.32	25.59	6.05	19.73
6	15.77	22.39	3.09	9	7.04	21.56	5.77	17.82	3.50	22.12	5.83	18.01
7	9.72	13.80	2.43	2	2.69	13.72	5.34	12.96	0.48	13.79	5.35	12.99
8	7.77	11.03	3.30	-5	0.80	11.15	4.60	15.17	-0.96	10.99	4.58	15.12
9	3.42	4.86	4.08	-13	-0.34	4.91	3.89	15.88	-1.09	4.73	3.88	15.82

FS (Gravitatorio)= 1.75

FS (Sismo+G)= 1.35

En la Tabla 66 Se resumen los datos obtenidos a partir del análisis por el Método de Fellenius en la Ladera N°3.

ITERACIÓN.	FS			CONDICIÓN	TIPO DE FALLA
	RADIO	SISMO+G	GRAVEDAD		
1	11.77 m.	1.35	1.95	Estable	Pie
2	12.84 m.	1.32	1.78	Estable	Pie
3	14.08 m.	1.24	1.58	Estable	Pie
4	15.53 m.	1.25	1.67	Estable	Pie
5	17.35 m.	1.39	1.87	Estable	Pie
6	18.34 m.	1.75	1.35	Estable	Debajo del Pie

Tabla 67. Resumen de datos de análisis por Fellenius en Ladera N°3

## 2. Resultados del Programa Snailz.

### a. Resultados de Ladera N°1.

En la Figura 126 y 127 se muestran las superficies de falla crítica en condiciones sísmicas y gravitatorias respectivamente.

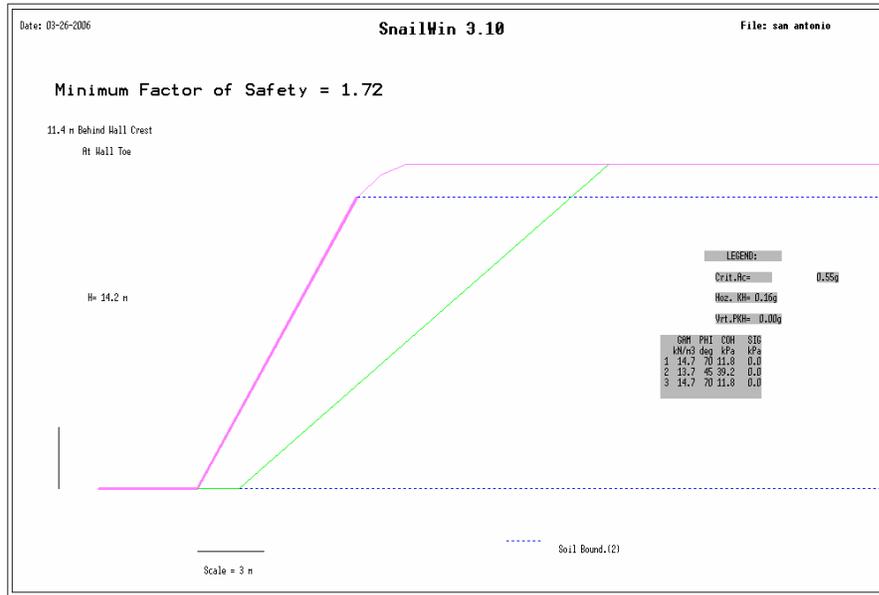


Figura 126. Superficies de falla crítica en condiciones sísmicas en Ladera N°1.

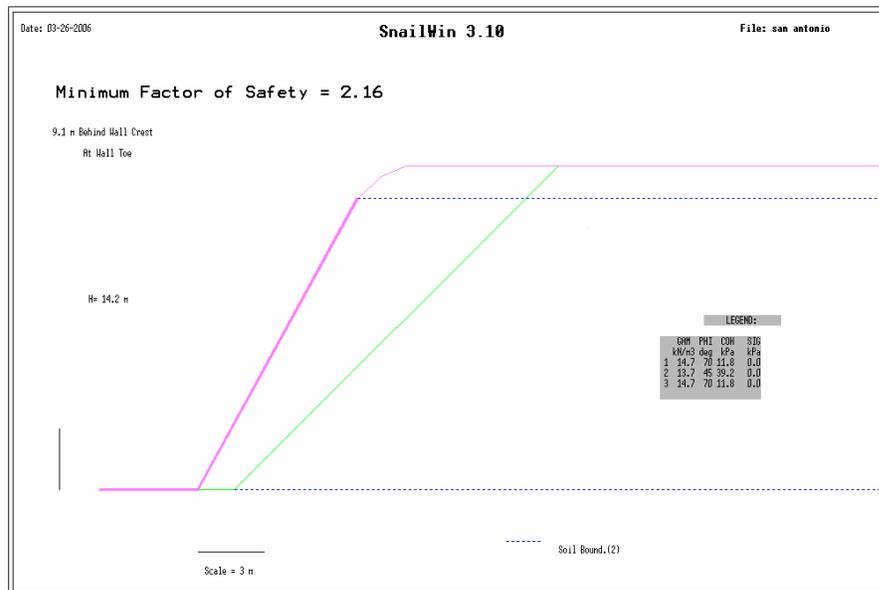


Figura 127. Superficies de falla crítica en condiciones gravitatorias en Ladera N°1

En la Figuras 128 y 129 se muestran las superficies de falla crítica en condiciones sísmicas y gravitatorias respectivamente, considerando una cohesión en el estrato N°2 de  $C_2=0$  ton/m<sup>2</sup>, que es el caso mas desfavorable. (Ver Reporte de datos de entrada y salida en Anexo H-1 y H-2)

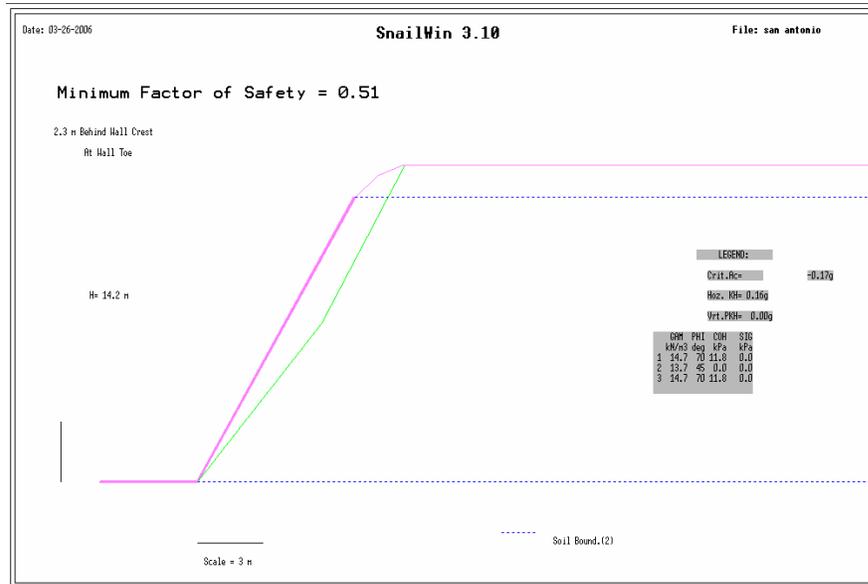


Figura 128. Superficies de falla crítica en condiciones sísmicas(C=0) en Ladera N°1

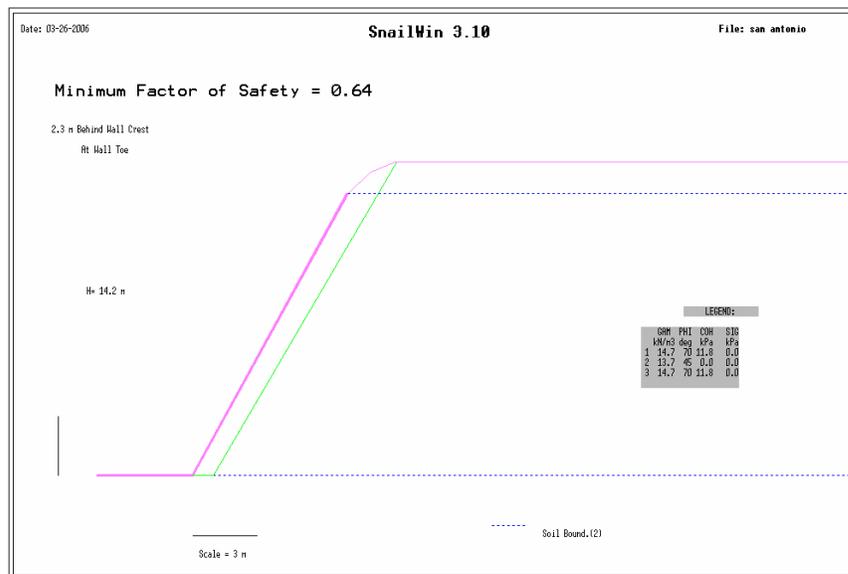


Figura 129. Superficies de falla crítica en condiciones gravitatorias(C=0) en Ladera N°1

## b. Resultados de Ladera N°2.

En las Figuras 130 y 131 se muestran las superficies de falla crítica en condiciones sísmicas y gravitatorias respectivamente.

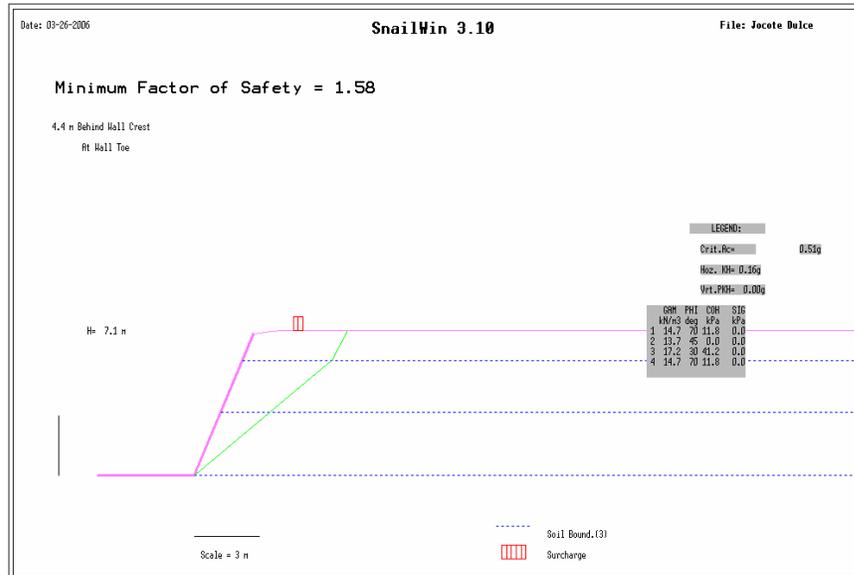


Figura 130. Superficies de falla crítica en condiciones sísmicas en Ladera N°2

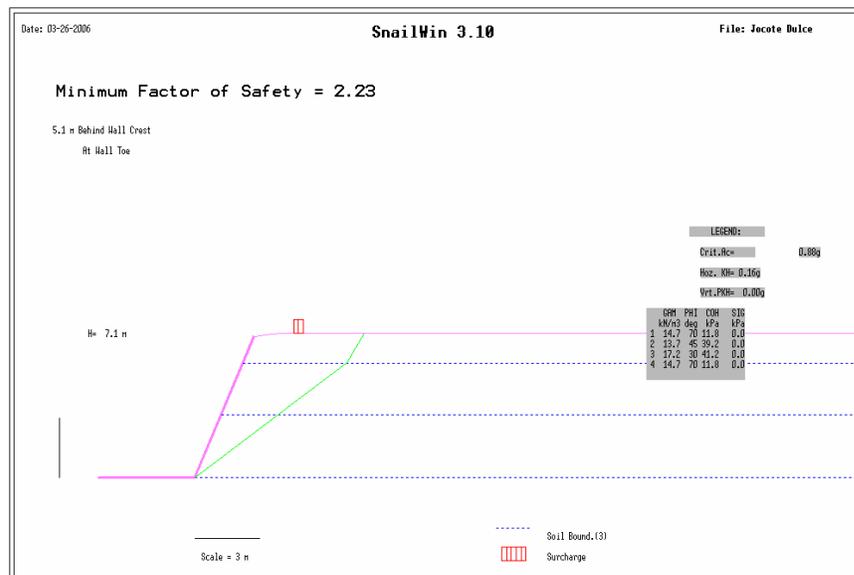


Figura 131. Superficies de falla crítica en condiciones gravitatorias en Ladera N°2

En la Figuras 132 y 133 se muestran las superficies de falla crítica en condiciones sísmicas y gravitatorias respectivamente, considerando una cohesión en el estrato N°2 de  $C_2=0$  ton/m<sup>2</sup>, que es el caso mas desfavorable. (Ver Reporte de datos de entrada y salida en Anexo I-1 e I-2)

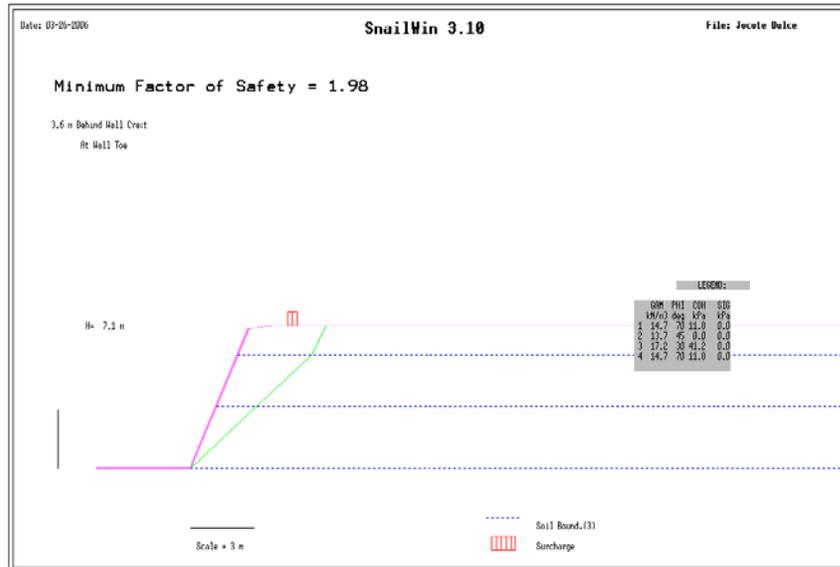


Figura 132. Superficies de falla crítica en condiciones sísmicas (C=0) en Ladera N°2

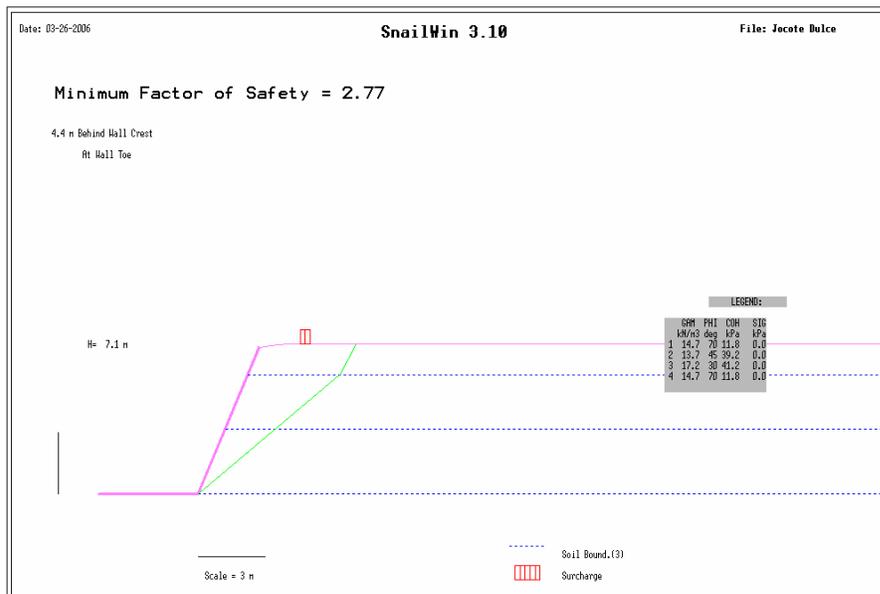


Figura 133. Superficies de falla crítica en condiciones gravitatorias(C=0) en Ladera N°2.

### 3. Resultados de Programa Stabl.

El programa considero 100 superficies de falla. En la Figura 134 se presentan las 10 superficies más críticas y se muestra la superficie de falla con el valor del Factor de Seguridad mínimo, siendo este 2.12. Los datos de entrada del Stabl se presentan en el Anexo J.

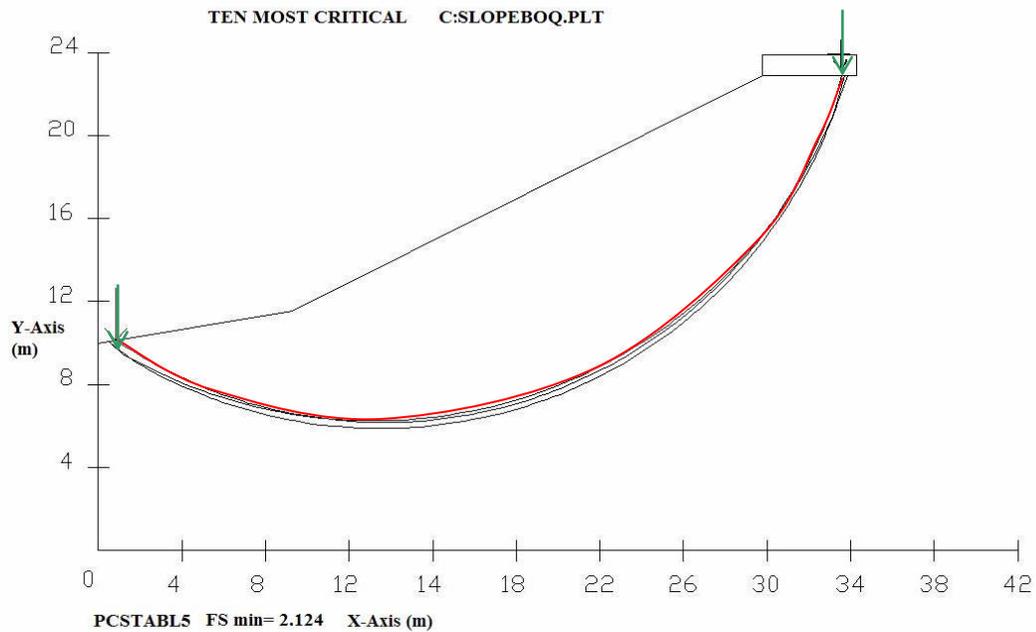


Figura 134. F S mínimo calculado por el Stabl en la Ladera N°3.

### E. ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS.

De los resultados obtenidos en la evaluación de la estabilidad, haciendo uso de los métodos anteriormente expuestos, se analizan las condiciones para cada una de las laderas:

## **1. Análisis e Interpretación de Resultados en Ladera N°1.**

La Ladera N°1 según el método de Fellenius arroja un valor de FS mínimo por gravedad de 1.73 y por sismo un valor de 1.30. Comparando con la Norma Técnica para Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes la cual establece los valores de factor de seguridad por fuerzas gravitacionales de 1.4 y por fuerzas sísmicas de 1.1 se concluye que la ladera es Estable.

Utilizando el método del Snailz se obtuvieron los valores de seguridad por gravedad 2.16 y por sismo 1.72 comparando los valores con los establecidos por la norma se verifica que la ladera es Estable, sin embargo según observaciones realizadas en campo se pudo constatar que el material que predomina en la ladera es bastante suelto por lo que se tomó el caso mas desfavorable, considerando una cohesión igual a cero, ejecutando el Snailz se obtuvieron valores del factor de seguridad mínimo por gravedad de 0.64 y por sismo de 0.51, ambos por debajo de los considerados por la Norma , lo que ratifica la inminente falla al corte que se esta produciendo en la ladera.

## **2. Análisis e Interpretación de Resultados en Ladera N°2.**

La Ladera N°2 según el método de Fellenius arroja un valor de FS mínimo por gravedad de 2.21 y por sismo un valor de 1.85. Comparando con la Norma Técnica para Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes se concluye que la ladera es Estable.

Utilizando el método del Snailz se obtuvieron los valores de seguridad por gravedad 2.77 y por sismo 1.98 comparando los valores con los establecidos por la norma se verifica que la ladera es Estable, sin embargo según observaciones realizadas en campo se pudo constatar que el material que predomina en la ladera es bastante suelto por lo que considerando una cohesión igual a cero se obtienen del Snailz valores del factor de seguridad mínimo por gravedad de 2.23 y por sismo de 1.58, ambos por arriba de los considerados por la Norma , lo que ratifica la ladera es Estable.

### 3. Análisis e Interpretación de Resultados en Ladera N°3.

La Ladera N° 3 según el método de Fellenius arroja un valor de FS mínimo por gravedad de 1.58 y por sismo un valor de 1.24. Comparando estos valores de factor de seguridad con los establecidos por la Norma Técnica para Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes se concluye que la ladera es Estable.

Utilizando el programa Stabl se obtuvo los valores de seguridad por gravedad 2.9 y por sismo 2.21 comparando los valores establecidos por la norma verifica que la ladera es Estable.

CAPITULO V  
PROPUESTAS Y  
DISEÑO DE  
OBRAS

## V. PROPUESTAS Y DISEÑO DE OBRAS

### A. Introducción.

El problema de los deslizamientos o desprendimientos de tierra tienen innumerables causas como también posibles soluciones, sin embargo algunas obras representan una inversión considerable por lo que la mayoría de veces jamás son implementadas, por tanto se hace necesario elaborar soluciones que cumplan su función y que además sean factibles económicamente.

Por tanto, en el presente capítulo se aborda el diseño de las obras las tres laderas analizadas, tomando en consideración aquellas opciones que pudiera brindar grandes beneficios al menor costo, además que pudieran en todos los casos armonizar con la naturaleza y el medio ambiente. Entre las alternativas se proponen algunos sistemas cuya misión es la estabilización y refuerzo superficial del talud, es decir, no se trata de elementos con misión principal de protección, sino que se trata de ejercer un efecto estabilizador en la zona superficial del talud. La misión de estos elementos es la de contención del terreno de la superficie sometida a erosión, filtración, etc., produciendo una mejora con respecto a posibles inestabilidades superficiales en el talud.

Por otro lado, tomando en consideración que la utilización de la tierra para la producción de granos básicos y ganadería, aunado al mal manejo de los suelos, ha desencadenado un severo proceso erosivo provocando fenómenos de inestabilidad en toda la zona, se ha dedicado un apartado de propuestas para la conservación de suelos, incluyendo técnicas recomendadas por agrónomos del CENTA en la zona, que contribuirán de alguna forma a disminuir el deterioro y pérdida del suelo.

Se incluye además el presupuesto de todas las obras diseñadas y costos para la implementación de algunas medidas para la conservación de suelos.

## B. Diseño de Obras

### 1. Descripción General de las Obras Proyectadas.

#### a. Ladera No. 1.

En el caso de la ladera No. 1 ubicada en el Cantón San Antonio el resultado del análisis de estabilidad demuestra que la ladera es inestable, además, cabe mencionar que según observaciones de campo es una ladera altamente erosionable, por lo que se hace necesario (aparte de configurar la ladera para brindarle estabilidad) primordialmente controlar la escorrentía en la ladera, es decir, evitar la acción directa de las aguas de escorrentía sobre la ladera y de esta forma impedir que se formen cárcavas como las existentes . En base a estos criterios se elaboraron 3 propuestas:

#### Propuesta #1

La primera obra consiste en la modificación de la geometría mediante bermas, transformando la ladera de 17.2 m. en dos taludes; uno de 9.2 m. con un ángulo de  $61^\circ$  y el inferior de 8 m. con un ángulo de  $55^\circ$  con lo cual se va a escalonar la ladera redistribuyendo las fuerzas debidas al peso de los materiales, obteniéndose una configuración estable (como se observa en el análisis de estabilidad de las obras proyectadas bajo las nuevas condiciones), para el control de la erosión se revestirá todo su perfil con una geomanta impermeable fijada con anclas de metal para proteger el suelo y evitar su saturación a lo largo de la ladera en un tramo de 30m. y sobre toda el área cubierta por la geomanta se colocara pasto para proporcionar un aspecto estético natural (Ver Figura 135); la función principal de la geomanta es la de aminorar la energía cinética de las aguas de escorrentía de modo que se evite el arrastre de la tierra. Para controlar las aguas de escorrentía se deberá construir un canal de desagüe en la corona y pie del talud, los cuales recolectaran el agua que cae directamente sobre la ladera y la zona de influencia (Ver Figura 136).

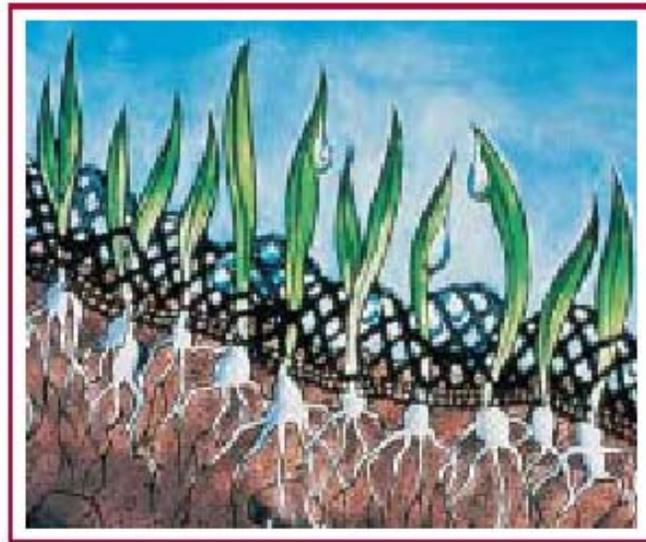


Figura 135. Protección contra la erosión con geomanta y vegetación.

En el anexo K se presentan todos los detalles constructivos de esta propuesta.

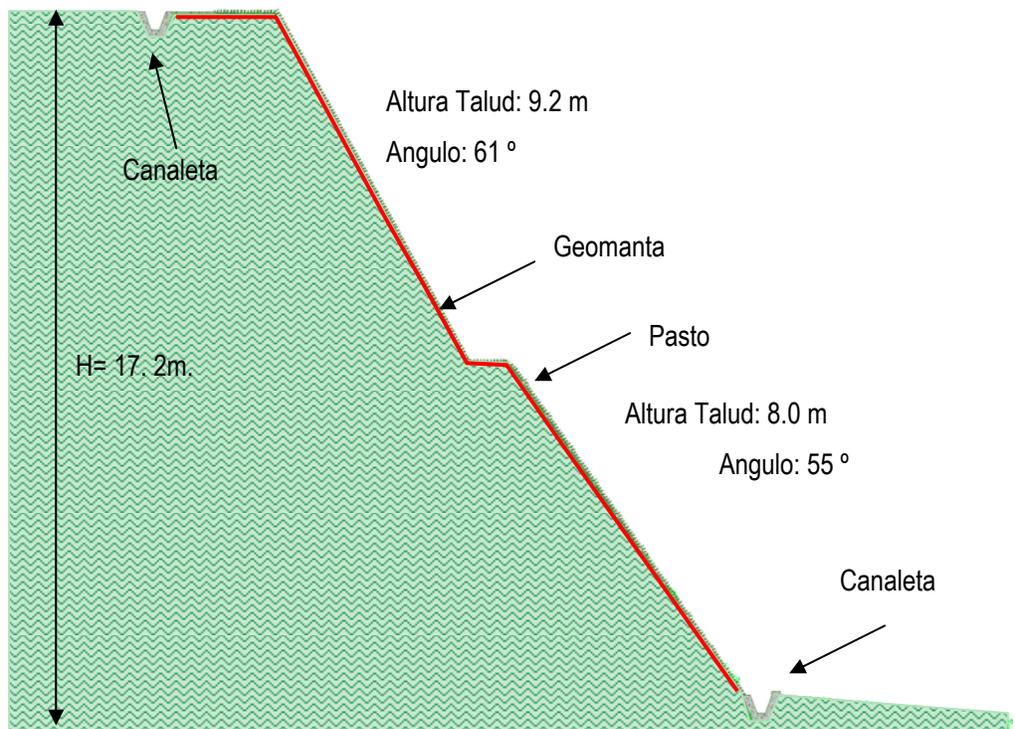


Figura 136. Propuesta N° 1, Ladera N° 1.

## Propuesta #2.

La segunda obra consiste en perfilar la ladera para brindarle estabilidad al igual que en la propuesta #1; se contará con un sistema de canaletas colocadas en la corona, en el pie y en el cuerpo de la ladera de manera que capten y conduzcan las aguas de escorrentía a los cauces naturales o a sectores de suelo firme donde no se constituyan en una amenaza para los bienes de los vecinos. Se hará la revegetación de las bermas con la colocación de tierras ricas en materia orgánica y plantación de zacate vetiver con el objetivo de proveer protección al suelo debido a la erosión, la vegetación servirá como amortiguador de la caída del agua y arrastre del suelo y a la vez sus raíces proveerán resistencia al deslizamiento. Para proteger la calzada hasta que la vegetación esté consolidada se colocaran gaviones en la base para que actúen de "presa" y retengan tras de sí los materiales erosionados en caso de que los haya (Ver Figura 137). Su altura de actuación es de apenas 1.5 m ya que la ocasión no requiere colocar un muro de gaviones de gran altura en la parte inferior de la masa en estado de falla incipiente, dado que su función principal es la de propiciar el drenaje y en segundo lugar ofrecer un cierto grado de contención.

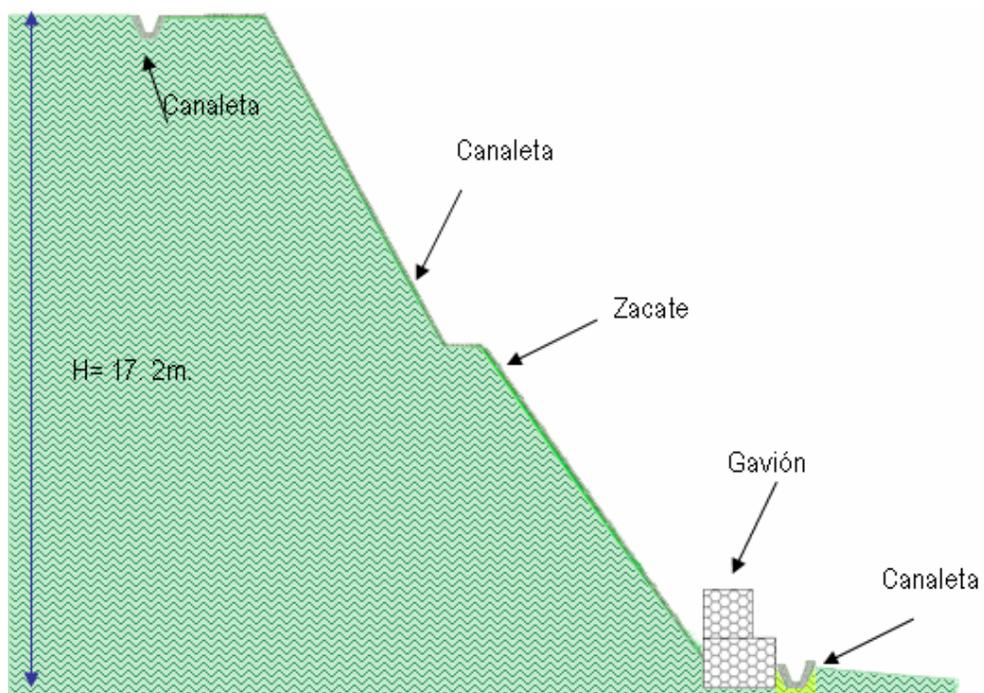


Figura 137. Propuesta N° 2, Ladera N° 1.

Si no se tiene suficiente presupuesto para remodelar el talud, por lo menos deberían colocarse gaviones en el pie de la ladera para proteger la calzada de la acumulación de material erosionado.

En el anexo K se presentan todos los detalles constructivos de esta propuesta.

### Propuesta #3

La tercera obra consiste en perfilar la ladera a fin de brindarle estabilidad igual que en la propuesta #1 y #2. Para el control de la erosión, se colocara un sistema de drenaje conformado por canaletas en la corona del talud y canaletas sobre el cuerpo del talud que capte y conduzca las aguas de escorrentía a una canaleta sobre el pie del talud y esta a su vez a los cauces naturales. Además se plantará zacate vetiver para brindarle mayor protección evitando el arrastre de las partículas de suelo (Ver Figura 138).

En el anexo K se presentan todos los detalles constructivos de esta propuesta.

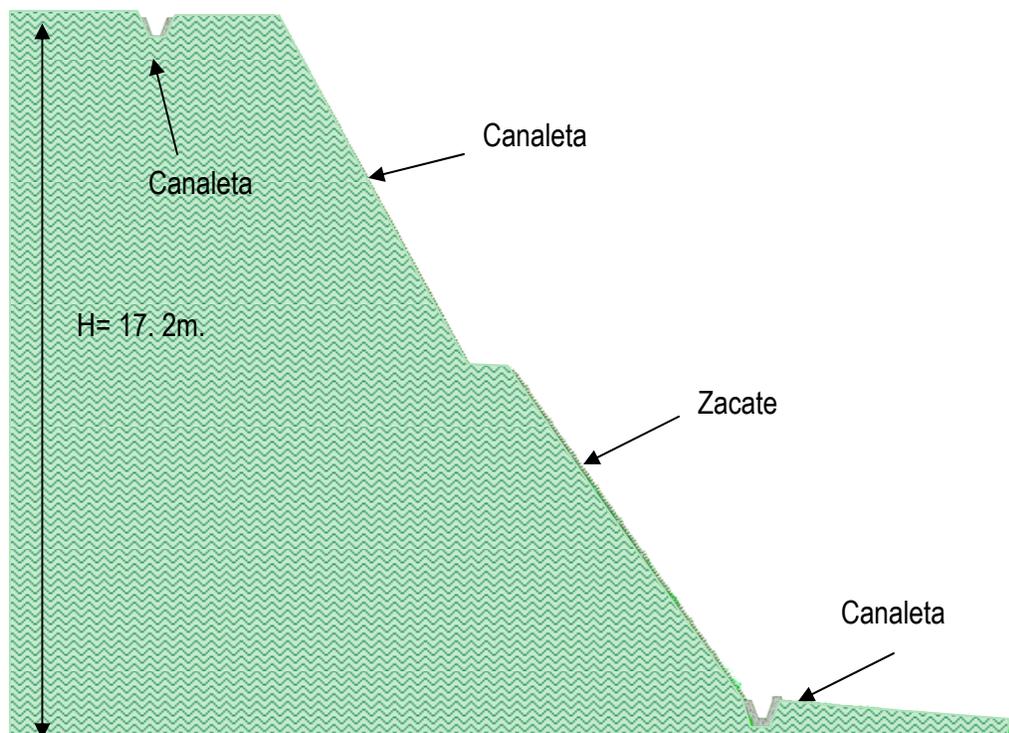


Figura 138. Propuesta N° 3, Ladera N° 1.

## b. Ladera N° 2.

Para el caso del tramo de ladera de 25 m. ubicado en la calle a Cantón Jocote Dulce, el análisis de estabilidad dio un factor de seguridad arriba de lo permisible, es decir que teóricamente es estable, sin embargo, se pudo observar que las fuerzas erosivas (sobre todo de las lluvias) en la capa superficial ponen en riesgo la estabilidad y provocan la pérdida de cohesión del suelo. A largo plazo, la estabilidad de la ladera se vería comprometida, tanto por la erosión superficial como por el desprendimiento de sus partículas. Para minimizar el efecto erosivo de los escurrimientos superficiales y los posibles desprendimientos de bloques de suelo, es necesario disminuir la inclinación de la ladera hasta un ángulo de  $60^\circ$  y de esta forma brindarle más estabilidad; también es necesaria la siembra de vegetación (zacate vetiver) en el talud (con una mezcla de material orgánico) para limitar los efectos erosivos del agua. Además se debe realizar un sistema de drenaje de las aguas de escorrentía por medio de una canaleta en el pie y en la corona de la ladera de manera que capte la escorrentía superficial y la incorpore a su cauce natural (Ver Figura 139). Por último se recomienda se corte el árbol que se encuentra a escasos centímetros de la corona de la ladera, ya que añade peso y sus raíces están degradando aún más la ladera por lo que representa un peligro inminente para los pobladores.

En el anexo K se presentan todos los detalles constructivos de esta propuesta.

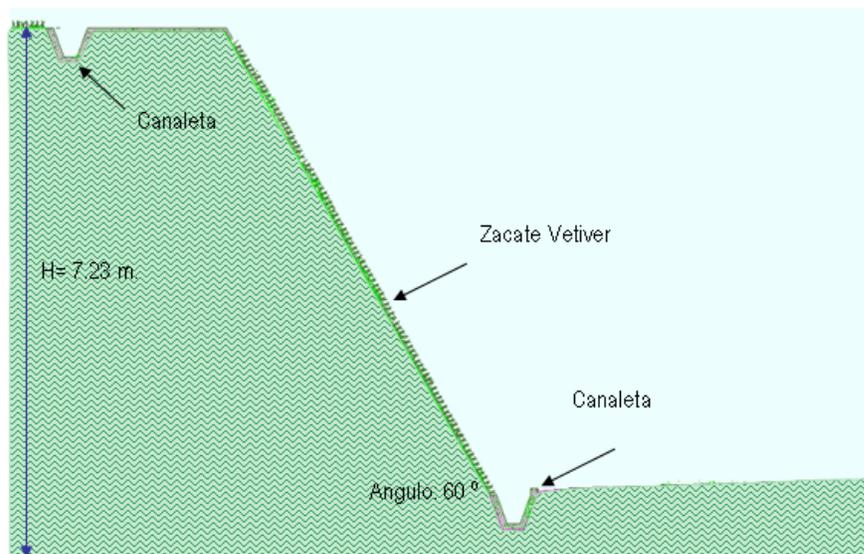


Figura 139. Propuesta Ladera N° 2.

### c. Ladera No 3.

En esta ladera ubicada en la Calle a Cantón Boquerón, de acuerdo al análisis de estabilidad se concluyó que es estable, sin embargo es importante recordar que en el cuerpo de la ladera se generan procesos hidrotermales que afectan los minerales del suelo debido a las altas temperaturas a las que son sometidas las partículas de suelo y rocas. Esta condición no pudo ser reflejada en el análisis de estabilidad, pero se deduce que en los próximos años el deterioro de la ladera puede ser de tal magnitud que lleven al colapso de la ladera con la consecuente pérdida total de la calle que se encuentra sobre la corona. Como medida a corto plazo se propone la colocación de un muro de gavión en la corona del talud en un tramo de 23 m. diseñado para que trabaje en forma integral con la masa de suelo, a manera de tierra reforzada (Ver Figura 140). El gavión ha sido diseñado de manera que la fila inferior haga las veces de anclaje, es decir que provea soporte a la masa de suelo y la calle.

Como solución definitiva, se recomienda el trazo de una ruta alterna que pueda servir como calle de acceso al cantón.

En el anexo K se presentan todos los detalles constructivos de esta propuesta.

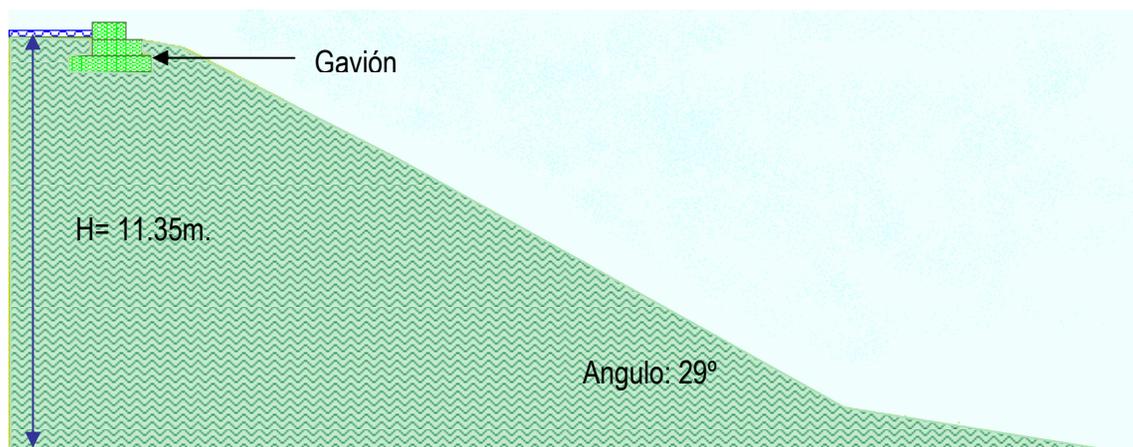


Figura 140. Propuesta Ladera N ° 3.

## 2. Evaluación de la Estabilidad de las Obras Proyectadas.

### a. Evaluación de Obras en Ladera No 1.

En la Ladera N° 1 se plantearon dos tipos de obras, la conformación de la ladera por medio de bermas y el establecimiento de un muro de gavión. Se evaluó la estabilidad de las laderas simulando la implementación de las obras.

#### Bermas.

Para determinar la estabilidad de las bermas se utilizó el programa SNAILZ (que permite el cálculo de FS mediante los métodos de dovelas de Bishop, Janbú y Spencer), de forma análoga a la que fue explicada en el Capítulo IV. Con estos cálculos obtenemos que las dimensiones de las bermas son correctas para poder garantizar la estabilidad de los bancos ya que hemos obtenido factores de seguridad de 2.64 para el primero y 2.26 en el caso del segundo banco evaluando para condiciones sísmicas ( $K_v=0.0$ ,  $K_h=0.16$ ). Para condiciones gravitatorias con la misma configuración tenemos que los valores de FS son: 3.47 y 2.97 para el banco 1 y 2 respectivamente.

#### Muro de Gavión.

Verificando la estabilidad del muro, siendo el peso específico del gavión  $1.7 \text{ t/m}^3$  y teniendo el terreno a contener las siguientes características:  $\gamma_s = 1.5 \text{ t/m}^3$ ;  $\phi = 70^\circ$  y  $c = 0 \text{ t/m}^2$ . El ángulo del talud sobre el muro es  $55^\circ$ . El muro es vertical, por lo tanto  $\alpha = 0^\circ$  (Ver Figura 141)

El procedimiento de cálculo de los valores de empuje está basado en la Teoría de Coulomb (Ver Apéndice B).

$$\beta = 90^\circ; \phi = 45^\circ; \varepsilon = 55^\circ; \delta = 45^\circ \quad \text{sustituyendo los valores en la ecuación } K_a = 0.10$$

$$H = 2.0 \text{ m}$$

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_a - 2cH \sqrt{K_a} = \frac{1}{2} \times 1.4 (2)^2 \times 0.10 = 0.3 \text{ t/m}$$

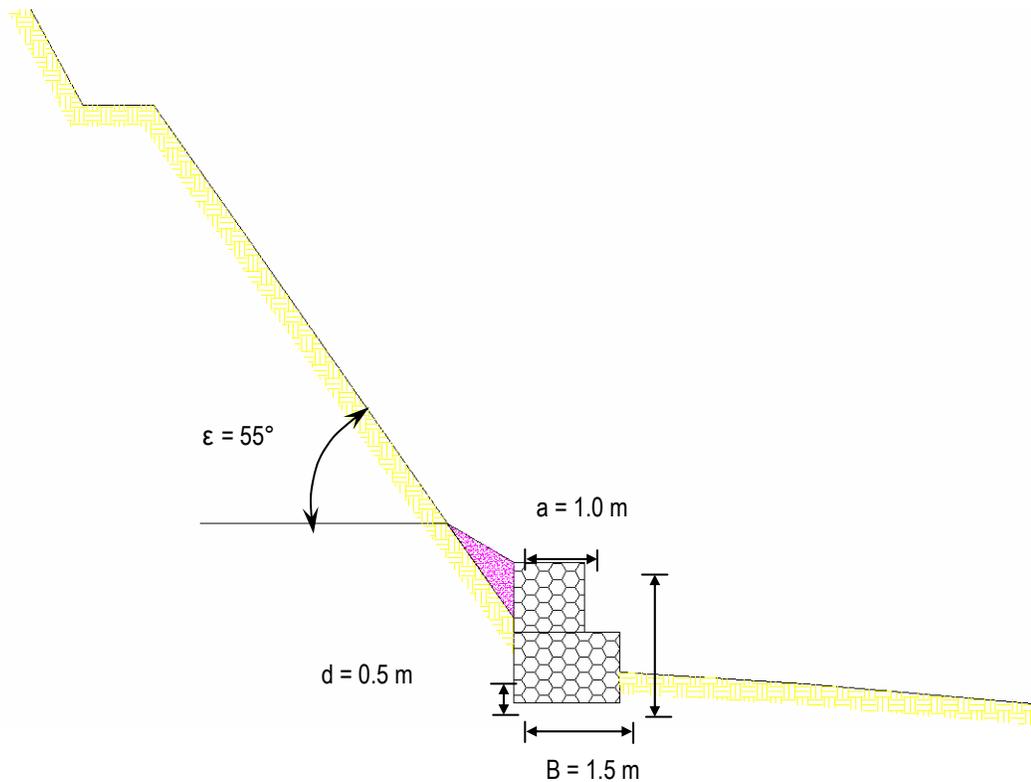


Figura 141. Muro de gaviones en ladera N°1.

### ■ Verificación de la seguridad al deslizamiento

$$E_v = E_a \sin(90^\circ + \delta - \beta) = 0.3 \sin(90^\circ + 70^\circ - 90^\circ) = 0.28 \text{ t/m}$$

$$E_h = E_a \cos(90^\circ + \delta - \beta) = 0.3 \cos(90^\circ + 70^\circ - 90^\circ) = 0.10 \text{ t/m}$$

$$W = A \gamma_s = 2.5 \times 1.7 = 4.25 \text{ t/m}$$

$$\eta' = \frac{[(W + E_v) \cos \alpha + E_h \sin \alpha] \operatorname{tg} \varphi + (W + E_v) \sin \alpha + c B}{E_h \cos \alpha} \geq 1.5$$

$$\eta' = \frac{[(4.25 + 0.28) \cos 0^\circ + 0.10 \sin 0^\circ] \operatorname{tg} 70^\circ + (4.25 + 0.28) \sin 0^\circ}{0.10 \cos 0^\circ}$$

$$\eta' = \frac{12.44}{0.10} = 124.44 > 1.5 \text{ Ok.}$$

### ■ Verificación de la seguridad al vuelco.

Momento volcador:

$$M_v = E_h d = 0.10 \times 0.667 = 0.07 \text{ t/m}$$

Momento resistente:

$$M_r = W s' + E_v s$$

$$s = B \cos \alpha - \frac{H}{3} \left( \frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} \right) \frac{1}{\text{tg } \beta}$$

$$s = B \cos \alpha = 1.5 \cos 0 = 1.5 \text{ m}$$

$$s' = X_g \cos \alpha + Y_g \sin \alpha = 0.86 \cos 90^\circ + 0.90 \sin 90^\circ = 0.86$$

$$M_r = (4.25)(0.85) + 0.28(1.5) = 4.08$$

$$\eta'' = \frac{M_r}{M_v} = \frac{4.08}{0.07} = 58.3 > 1.5$$

### ■ Verificación de las tensiones del suelo

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_r - M_v}{N} = \frac{1.5}{2} - \frac{4.08 - 0.07}{4.53} = -0.15 \text{ m} < B/6$$

$$N = W + E_v = 4.25 + 0.28 = 4.53 \text{ t/m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{4.53}{1.5} \left( 1 + \frac{6(-0.15)}{1.5} \right) = 1.2 = 0.12 \text{ Kg/cm}^2 > 1.5 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{4.53}{1.5} \left( 1 - \frac{6(-0.15)}{1.5} \right) = 4.83 = 0.48 \text{ Kg./cm}^2 > 1.5 \text{ Kg./cm}^2 \quad \text{Ok}$$

Según ensayo de SPT para una profundidad de 0.50-1.00 m. el  $N_{\text{corr}}$  es de 11, es decir que la tensión admisible del suelo es de 1.5 Kg. /cm<sup>2</sup>.

#### a. Evaluación de la Estabilidad en Obras Ladera No 2.

En esta ladera, al igual que en el Capítulo IV la estabilidad con la nueva configuración se ha evaluado utilizando el programa SNAILZ. En este caso, hemos considerado para los cálculos el peor de los casos considerados, esto es, cohesión  $C=0$  en un estrato de piroclastos y afectado por un sismo con coeficientes horizontal 0.16 y vertical igual 0,0 de acuerdo a la Norma para Diseño de Cimentaciones. Se ha realizado el cálculo para un ángulo de talud de 60°, obteniéndose un valor de  $F_s = 1.87$  por sismo y  $F_s = 2.39$  por gravedad los cuales están por encima de los valores establecidos en la Norma para Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes por lo que se concluye que es estable.

#### b. Evaluación de la Estabilidad en Obras en Ladera No 3.

Verificando la estabilidad del muro, siendo el peso específico del gavión 1.7 t/m<sup>3</sup> y teniendo el terreno a contener las siguientes características:  $\gamma_s = 1.42 \text{ t/m}^3$ ;  $\varphi = 18.01^\circ$  y  $c = 0 \text{ t/m}^2$ . El ángulo del talud sobre el muro es 0°. El muro es vertical, por lo tanto  $\alpha = 0$  (Ver Figura 142).

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \varphi)}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \text{sen}(\varphi - \varepsilon)}{\text{sen}(\beta - \delta) \text{sen}(\beta + \varepsilon)}} \right]^2}$$

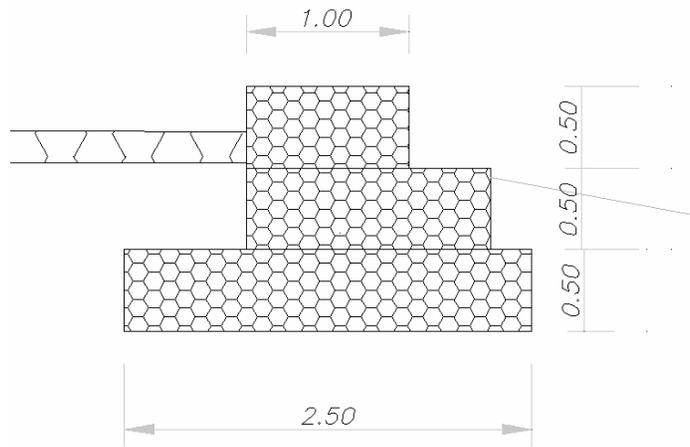


Figura 142. Muro de gavión en ladera N°3.

$\beta = 96^\circ$ ;  $\varphi = 18.01^\circ$ ;  $\varepsilon = 0^\circ$ ;  $\delta = 18.01^\circ$  sustituyendo los valores en la ecuación  $K_a =$   
0.42

$$H = 1.5 \text{ m}$$

$$h_s = \frac{1.2}{1.42} = 0.84$$

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_a \left( 1 + \frac{2h_s}{H} \right) - 2cH \sqrt{K_a} = \frac{1}{2} \times 1.42 (1.5)^2 0.42 \left( 1 + \frac{2(0.84)}{2} \right) = 1.23 \text{ t/m}$$

### ■ Verificación de la seguridad al deslizamiento.

$$E_v = E_a \sin (90^\circ + \delta - \beta) = 1.23 \sin (90^\circ + 18.01^\circ - 96^\circ) = 0.26 \text{ t/m}$$

$$E_h = E_a \cos (90^\circ + \delta - \beta) = 1.23 \cos (90^\circ + 18.01^\circ - 96^\circ) = 1.2 \text{ t/m}$$

$$W = A \gamma_s = 2.5 \times 1.7 = 4.25 \text{ t/m}$$

$$\eta' = \frac{[(W + E_v) \cos \alpha + E_h \operatorname{sen} \alpha] \operatorname{tg} \varphi + (W + E_v) \operatorname{sen} \alpha + c B}{E_h \cos \alpha} \geq 1.5$$

$$\eta' = \frac{[(4.25+0.26) \cos 6^\circ + 1.2 \operatorname{sen} 6^\circ] \operatorname{tg} 18.01^\circ + (4.25+0.26) \operatorname{sen} 6^\circ}{1.2 \cos 6^\circ}$$

$$\eta' = \frac{1.97}{1.19} = 1.65 > 1.5 \text{ Ok.}$$

■ Verificación de la seguridad al vuelco.

$$d = \frac{H}{3} \left( \frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} \right) - B \operatorname{sen} \alpha$$

$$d = \frac{1.50}{3} \left( \frac{1.50 + 3(0.84)}{1.50 + 2(0.84)} \right) - 2.5 \operatorname{sen} 6^\circ = 0.37$$

Momento volcador:

$$M_v = E_h d = 1.2 \times 0.37 = 0.44 \text{ t/m}$$

Momento resistente:

$$M_r = W_s' + E_v s$$

$$s = B \cos \alpha - \frac{H}{3} \left( \frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} \right) \frac{1}{\operatorname{tg} \beta}$$

$$s = 2.5 \cos 6^\circ - \frac{1.50}{3} \left( \frac{1.50 + 3(0.84)}{1.50 + 2(0.84)} \right) \frac{1}{\operatorname{tg} 96^\circ} = 2.55$$

$$s' = X_g \cos \alpha + Y_g \operatorname{sen} \alpha = 1.33 \cos 6^\circ + 0.60 \operatorname{sen} 6^\circ = 1.38$$

$$M_r = (4.25) (1.38) + 0.26 (2.55) = 6.53$$

$$\eta'' = \frac{M_r}{M_v} = \frac{6.53}{0.44} = 14.84 > 1.5$$

### ■ Verificación de las tensiones del suelo.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_r - M_v}{N} = \frac{2.5}{2} - \frac{6.53 - 0.44}{4.51} = -0.10 \text{ m} < B/6$$

$$N = W + E_v = 4.25 + 0.26 = 4.51 \text{ t/m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{4.51}{2.5} \left( 1 + \frac{6(-0.10)}{2.5} \right) = 1.37 = 0.14 \text{ Kg/cm}^2 > 2 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Ok.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{4.51}{2.5} \left( 1 - \frac{6(-0.10)}{2.5} \right) = 2.24 = 0.22 \text{ Kg./cm}^2 > 2 \text{ Kg./cm}^2 \text{ Ok.}$$

Las tensiones admisibles para este tipo de suelo es 2 Kg. /cm<sup>2</sup>. (Ver Tabla 1 en Apéndice A)

### 3. Diseño de Canaletas de Drenaje.

A fin de realizar el diseño de las canaletas en esta y las siguientes propuestas se estimará el caudal de diseño en base a un estudio hidrológico tomando como fundamento el Método Racional. Obteniendo el valor de la Intensidad de Precipitación con la información pluviométrica de la Estación de Santiago de María y delimitando el área de la cuenca que ejerce aporte de caudal en la zona.

#### a. Procedimiento de Diseño de la Canaleta.

Se propone la construcción de canaletas en la corona de los taludes en los cantones San Antonio y Jocote Dulce para interceptar y conducir adecuadamente las aguas colectadas, por la vía más directa hacia afuera de las áreas vulnerables del talud, entregándolas a canales en gradería para la disipación de energía. Se recomienda que las canaletas se impermeabilicen para garantizar un rápido drenaje de las aguas captadas.

Se utilizara el Método Racional para calcular el caudal de diseño de las canaletas. La idea detrás del método racional es que si una lluvia con intensidad "I" empieza en forma instantánea y continua en forma indefinida la tasa de escorrentía continuara hasta que se llegue al tiempo de concentración "tc", en el cual toda la cuenca estará contribuyendo al flujo de salida. El producto de la intensidad de lluvia "I" y el área de la cuenca "A", es el caudal de entrada al sistema,  $Ai$ , y la relación entre este caudal y el caudal pico Q (que ocurre en el  $t_c$ ) se conoce como coeficiente de escorrentía C ( $0 \leq C \leq 1$ ), este se expresa en la fórmula racional:

$$Q = 16.667 C I A \quad (\text{Ecuación 71})$$

Donde:

Q= caudal en metros cúbicos por segundo.

C= coeficiente de escorrentía.

I= cantidad de lluvia en milímetros por minuto.

A= superficie en metros cuadrados de la zona.

Las suposiciones asociadas con el Método Racional son:

- La tasa de escorrentía pico calculada en el punto de salida de la cuenca es una función de la tasa de lluvia promedio durante el tiempo de concentración, es decir, el caudal pico no resulta de una lluvia intensa, de menor duración, durante la cual solamente una porción de la cuenca contribuye a la escorrentía a la salida de esta.
- El tiempo de concentración empleado es el tiempo para que la escorrentía se establezca y fluya desde la parte mas remota del área de drenaje hacia el punto de entrada de la canaleta que se esta diseñando.
- La intensidad de lluvia es constante durante toda la tormenta.

El método racional es utilizado en varios países para el diseño de sistemas de agua, debido a su simplicidad y al hecho de que sus dimensiones se determinan a medida que el cálculo avanza.

### **Cálculo del tiempo de concentración.**

Para el cálculo del tiempo de concentración utilizamos la formula de Pickering:

$$T_c = \left( \frac{0.871xL^3}{H} \right)^{0.385} \quad \text{(Ecuación 72)}$$

En donde

Tc= Tiempo de concentración en horas.

L= Longitud del cauce mas largo en Km.

H= Diferencia de niveles en metros, es decir la diferencia de cotas desde el punto de entrada al sistema hasta el punto de salida.

Si sustituimos estos valores en la fórmula, es decir: L= 0.35 Km. y H= 23 m para la ladera No. 1 y L= 0.42 Km. y H= 30 m. Tenemos:

$$T_c = \left( \frac{0.871xL^3}{H} \right)^{0.385}$$

tc= 0.084 horas para ladera N° 1.

tc= 0.094 horas para ladera N° 2.

Convirtiendo las unidades a minutos, tenemos que el tiempo de concentración será de 5.06 min. Y 5.64 min. para ladera 1 y N° 2 respectivamente.

### Ajuste de intensidades máximas anuales.

Con base a los datos de precipitación tabulados en la Tabla 68 (Estación: Santiago de Maria, índice: U- 6, latitud: 13° 29.1', longitud: 88° 28.3' elevación: 920 m.s.n.m.), procedemos a ordenar los datos y posteriormente a construir la curva IDF. Los datos son ordenados de menor a mayor, y luego calculamos la frecuencia por medio de la formula propuesta por Gumbel (Tabla 69):

$$f = \frac{m}{n+1} x 100\% \quad \text{(Ecuación 73)}$$

Donde

m= posición de datos después de que se han ordenado de menor a mayor.

n= numero total de datos.

(Min)	15	10	15	30	60	90	120	150
Año								
1964	2.52	1.96	1.66	1.43	0.67	0.38	0.30	
1965	2.76	2.36	1.99	1.26	1.07	0.90	0.79	0.71
1966	2.10	2.05	1.94	1.75	0.77	0.56	0.44	0.37
1967	2.06	1.77	1.56	0.96	0.51	0.41	0.34	0.29
1968	4.40	3.32	2.61	1.57	1.12	0.84	0.64	0.51
1969	2.50	1.96	1.77	1.37	1.20	0.70	0.58	0.47
1970	4.00	2.79	2.20	1.51	0.97	0.68	0.55	0.29
1971	3.88	2.54	1.95	1.29	0.91	0.74	0.58	0.47
1972	2.76	2.36	1.81	1.39	0.84	0.57	0.43	0.30
1973	1.96	1.96	1.96	1.41	0.84	0.59	0.54	0.34
1974	1.78	1.64	1.35	0.93	0.62	0.45	0.38	0.34
1975	2.68	2.02	1.75	1.39	0.84	0.59	0.45	0.37
1976	3.84	3.52	2.88	1.86	1.15	0.78	0.59	0.47
1977	2.44	1.67	1.53	1.18	0.98	0.68	0.52	0.45
1978	3.88	2.73	2.22	1.42	1.00	0.68	0.52	0.42
1979	3.94	2.74	2.15	1.58	1.09	0.89	0.75	0.75
1980	3.54	2.37	1.89	1.21	0.78	0.54	0.41	0.33
1981	5.62	2.59	1.93	1.50	1.03	0.93	0.75	0.62
1982	3.08	2.31	2.04	1.50	0.95	0.66	0.50	0.47
1983	2.94	2.22	1.81	1.35	0.78	0.54	0.41	0.33

Tabla 68. Intensidad de Precipitación máxima anual (absoluta) en mm/min para diferentes periodos. Estación Santiago de María (minutos)<sup>27</sup>

<sup>27</sup> Fuente: Servicio Nacional de Estudios Territoriales

Se realiza el ajuste grafico en papel Gumbel obteniéndose la curva de frecuencia acumulada (Anexo L-1). De estas curvas se toman los datos correspondientes un periodo de retorno de cinco años y estos se grafican en papel logarítmico (Anexo L-2).

Posteriormente, calculamos el valor del tiempo de concentración para el presente proyecto, con ese valor encontramos el correspondiente valor de intensidad de precipitación. Con el valor de tiempo de concentración calculado  $t_c = 5.06$  min, obtenemos de la curva IDF que la intensidad de diseño es 3.39 mm/min. y para  $t_c = 5.64$  min, la intensidad de diseño es 3.25 mm/min.

POSICION	15	10	15	30	60	90	120	150	f
1	178	1.64	1.35	0.93	0.93	0.38	0.30	0.24	4.76
2	1.96	1.67	1.53	0.96	0.96	0.41	0.34	0.29	9.52
3	2.06	1.77	1.56	1.18	1.18	0.45	0.38	0.29	14.28
4	2.10	1.96	1.66	1.21	1.21	0.54	0.41	0.30	19.05
5	2.40	1.96	1.75	1.26	1.26	0.54	0.41	0.33	23.80
6	2.44	1.96	1.77	1.29	1.29	0.56	0.43	0.33	28.57
7	2.50	2.02	1.81	1.35	1.35	0.57	0.44	0.34	33.33
8	2.52	2.05	1.81	1.37	1.37	0.59	0.45	0.34	38.10
9	2.68	2.22	1.89	1.39	1.39	0.59	0.50	0.37	42.86
10	2.76	2.31	1.93	1.39	1.39	0.66	0.52	0.37	47.62
11	2.76	2.36	1.94	1.41	1.41	0.68	0.52	0.42	52.38
12	2.94	2.36	1.95	1.42	1.42	0.68	0.54	0.45	57.14
13	3.08	2.37	1.96	1.43	1.43	0.68	0.55	0.47	61.90
14	3.54	2.52	1.99	1.50	1.50	0.70	0.58	0.47	66.67
15	3.84	2.54	2.04	1.50	1.50	0.74	0.58	0.47	71.43
16	3.88	2.59	2.15	1.51	1.51	0.78	0.59	0.47	76.19
17	3.94	2.73	2.20	1.57	1.57	0.84	0.64	0.51	80.95
18	4.00	2.74	2.22	1.58	1.58	0.89	0.75	0.62	85.71
19	4.40	2.79	2.61	1.75	1.75	0.90	0.75	0.71	90.48
20	5.62	3.32	2.88	1.86	1.86	0.94	0.79	0.75	95.24

Tabla 69. Calculo de frecuencias.

## Coeficiente de escorrentía.

El coeficiente de escorrentía depende del porcentaje de permeabilidad, pendiente, características de encharcamiento de la superficie así como de las características y condiciones del suelo.

Se tomó un coeficiente de escorrentía promedio para el tipo de superficie predominante en las zonas de estudio, este tiene un valor de 0.5.

Por tanto el Caudal de diseño será:

Ladera N°1

$$Q = 16.667 C I A$$

$$Q = 16.667 (0.5) (3.39) (0.026 \text{ Km}^2)$$

$$\mathbf{Q = 0.73 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Ladera N°2

$$Q = 16.667 C I A$$

$$Q = 16.667 (0.5) (3.25) (0.03 \text{ Km}^2)$$

$$\mathbf{Q = 0.81 \text{ m}^3/\text{s}}$$

## b. Diseño hidráulico de canaletas.

El dimensionamiento del canal se hizo utilizando la fórmula de Manning, para la ladera N° 1 asumiendo una rugosidad de 0.013, pendiente de 2.2% (mínima permitida es del 2% para impedir la sedimentación), una velocidad máxima permisible de 4 m/seg. con un caudal de diseño de 0.73 m<sup>3</sup>/s se encontró que las dimensiones de ancho, altura y tirante para un canal con sección trapezoidal son: b= 0.10 m., y= 0.20 m y T=0.26 ; sin embargo para estas dimensiones el valor de velocidad no cumple, por lo que se recalcularon las dimensiones del canal obteniendo una sección trapezoidal de b= 0.20, y= 0.45 m. y T=0.50 m. de igual manera se recalculó para los canales de gradería (sección rectangular) considerando una velocidad máxima de 5 m/seg. Obteniendo las siguientes dimensiones: b= 0.25 m y y=0.60 m para el tramo de la pendiente de

61°, con el mismo procedimiento se obtuvo una sección de iguales dimensiones para la pendiente de 55°. (Ver detalles en Anexo K)

Para el talud en Jocote Dulce, las dimensiones de la sección trapezoidal de la canaleta en la corona también son:  $b = 0.20$ ,  $y = 0.45$  m. y  $T = 0.60$  m. (Ver Figura 143)

En el anexo K se presentan todos los detalles constructivos de las canaletas.

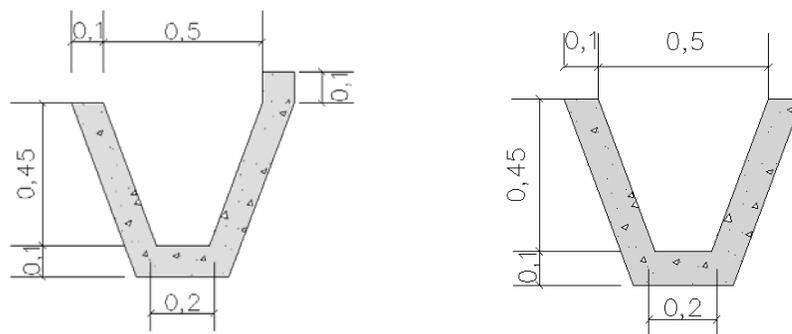


Figura 143. Sección típica de canaleta.

#### 4. Presupuesto.

En este apartado se desglosan las actividades a ejecutarse en cada propuesta, tomando como base los costos estipulados por el FISDL, y en algunos casos particulares se consultaron precios con una de las empresas que distribuye geosintéticos y gaviones en el país: Maccaferri S.A de C.V y el Centro Nacional de Tecnología Agropecuaria y Forestal(CENTA). Para el caso de los costos indirectos se estimaron como un 50% de los costos directos.

**PRESUPUESTO PROPUESTA #1 EN LADERA N° 1.**

No	Actividad	Unidad	Costo	Cantidad	Subtotal
1	Trazo lineal para construcción	m	\$ 0.33	60	\$ 19.80
2	Conformación del talud	m <sup>3</sup>	\$ 6.80	415.65	\$2,826.42
3	Excavación a mano (Material blando)	m <sup>3</sup>	\$ 10.11	23.10	\$ 238.54
4	Colocación de Geomanta <sup>30</sup>	m <sup>2</sup>	\$ 7.00	697.5	\$4,882.5
5	Canaleta trapezoidal (Concreto 1:2.2.5, E= 10cm.)	ml	\$11.90	60	\$ 714.59
6	Engramado de taludes	m <sup>2</sup>	\$1.53	695.10	\$1063.50
7	Desalojo de material sobrante	m <sup>3</sup>	\$5.18	438.75	\$2,272.73
8	Mantenimiento de zacate <sup>29</sup>	año	\$13.72	1	\$13.72
				Total CD	\$12,026.8
				CI = 0.5 CD	\$6,013.4
			Total	Sin IVA	\$18,040.2
				IVA (13%)	\$2345.23
				TOTAL	<b>\$20,385.43</b>

<sup>30</sup> Fuente: Maccafferri El Salvador  
<sup>29</sup> Costos según CENTA.

**PRESUPUESTO PROPUESTA #2 EN LADERA N° 1.**

No	Actividad	Unidad	Costo	Cantidad	Subtotal
1	Trazo lineal para construcción	m	\$ 0.33	60	\$ 19.80
2	Conformación del talud	m <sup>3</sup>	\$ 6.80	415.65	\$ 4,073.37
3	Excavación a mano (Material blando)	m <sup>3</sup>	\$ 10.11	44.10	\$ 445.85
4	Gavión (Material y colocación) <sup>29</sup>	m <sup>3</sup>	\$ 80.0	75	\$ 6,000.00
6	Canaleta trapezoidal (Concreto 1:2:2.5, E= 10cm.)	m <sup>l</sup>	\$ 11.90	60	\$ 110.19
7	Enzacatado de taludes	m <sup>2</sup>	\$ 1.53	695.10	\$ 1,063.50
8	Desajojo de material sobrante	m <sup>3</sup>	\$ 5.18	459.75	\$ 2,381.5
9	Mantenimiento de zacate	año	\$ 13.72	1	\$ 13.72
				Total CD	\$ 14,107.93
				CI = 0.5 CD	\$ 7,053.96
				Total sin IVA	\$ 21,161.89
				IVA (13%)	\$ 2,751.04
				TOTAL	<b>\$ 23,912.93</b>

<sup>29</sup> Costo según Maccaferri El Salvador

**PRESUPUESTO PROPUESTA #3 EN LADERA N° 1.**

No	Actividad	Unidad	Costo	Cantidad	Subtotal
1	Trazo lineal para construcción	m	\$ 0.33	60	\$ 19.80
2	Conformación del talud	m <sup>3</sup>	\$ 6.80	415.65	\$2,826.42
3	Excavación a mano (Material blando)	m <sup>3</sup>	\$ 10.11	28.31	\$ 286.21
4	Canaleta trapezoidal (Concreto 1:2:2.5, E= 10cm.)	m	\$11.90	60	\$ 714.59
5	Canaleta en gradería (Concreto 1:2:2.5, E=5cm., Acero 1/4")	m	\$11.50	21.17	\$243.46
6	Enzapatado de taludes	m <sup>2</sup>	\$1.53	684.41	\$1063.50
7	Desajojo de material sobrante	m <sup>3</sup>	\$5.18	443.96	\$2, 296.60
8	Mantenimiento de zacate	año	\$13.72	1	\$13.72
				CD	\$7,464.3
				CI = 0.5 CD	\$3,732.15
			Total	Sin IVA	\$11,196.45
				IVA (13%)	\$1,455.54
				TOTAL	<b>\$12,651.99</b>

**PRESUPUESTO PROPUESTA EN LADERA N° 2.**

No	Actividad	Unidad	Costo	Cantidad	Subtotal
1	Trazo lineal para construcción	m	\$ 0.33	50	\$ 16.50
2	Conformación del talud	m <sup>3</sup>	\$ 6.80	119.5	\$ 812.60
3	Excavación a mano (Material blando)	m <sup>3</sup>	\$ 10.11	19.25	\$ 194.62
4	Canaleta trapezoidal (Concreto 1:2:2.5, E= 10cm.)	m <sup>l</sup>	\$ 11.90	50	\$ 595.00
5	Enzacatado de taludes	m <sup>2</sup>	\$ 1.53	206.75	\$ 316.33
6	Desalajo de material sobrante	m <sup>3</sup>	\$ 5.18	138.75	\$ 718.73
7	Mantenimiento de zacate	año	\$ 13.72	1	\$ 13.72
				CD	\$ 2,667.5
				CI = 0.5 CD	\$ 1,333.75
			Total	sin IVA	\$ 4,012.5
				IVA (13%)	\$ 520.16
				TOTAL	<b>\$ 4,521.41</b>

**PRESUPUESTO PROPUESTA EN LADERA N° 3.**

No	Actividad	Unidad	Costo	Cantidad	Subtotal
1	Trazo lineal para construcción	m	\$ 0.33	50	\$ 7.59
2	Excavación a mano (Material blando)	m³	\$10.11	58.88	\$ 595.27
3	Gavión (Material y colocación)	m³	\$ 80.0	57.5	\$ 4600.0
4	Relleno compactado con Material selecto	m³	\$19.27	6.46	\$ 124.48
5	Desalajo de material sobrante	m³	\$5.18	58.88	\$304.99
				CD	\$5,632.33
				CI = 0.5 CD	\$2,816.16
				Total sin IVA	\$8,448.49
				IVA (13%)	\$1,098.30
				TOTAL	<b>\$9,546.79</b>

## C. Propuestas de Conservación de Suelos.

El suelo se constituye en el recurso básico de la sociedad salvadoreña. Es un recurso renovable si es conservado adecuadamente, en caso contrario, se generan pérdidas de suelo que conducen al empobrecimiento de las sociedades y al deterioro del medio ambiente.

En los cantones del Municipio de Chinameca se presentan procesos avanzados de erosión, generando perjuicios debido a la pérdida de suelos agrícolas, obras de infraestructura y degradación de áreas urbanas.

La suma de pérdidas económicas debido a la erosión puede alcanzar niveles altos, por lo que es necesario considerar medidas que prevean los procesos asociados a la erosión o disminuyan sus consecuencias negativas.

Con la finalidad de encontrar la mejor solución posible para controlar la erosión, consolidación y vegetación de los taludes, se realizaron consultas con ingenieros agrónomos que conocen y trabajan en la zona para dar una solución agrícola, tomando en cuenta la altura, la inclinación de los taludes, los principales agentes erosivos de la superficie y las características del suelo existente.

Existen un amplio número de prácticas que se pueden utilizar, sin embargo se eligieron aquellas que mejor se adapten a las características específicas de la zona.

### Técnicas de conservación de suelos

Existen muchas técnicas o prácticas de conservación de suelos que son sencillas, de relativo bajo costo, de fácil aplicación y de aceptación por los agricultores; entre ellas tenemos:

- La siembra de plantas de coberturas y abonos verdes
- El uso de estiércol y aboneras orgánicas
- La labranza conservacionista o labranza mínima
- Los sistemas agroforestales
- La siembra en curvas a nivel o siembra al contorno

- Las barreras vivas
- Las barreras o muros de piedra
- Las terrazas individuales

Existen otras prácticas de conservación que tienen mayor eficiencia en el control de la erosión y por tanto dan mayor protección al suelo, pero son de alto costo y requieren condiciones especiales para su construcción; entre ellas tenemos:

- Zanjas de ladera
- Terrazas angostas
- Terrazas de banco

Entre las múltiples prácticas que se pueden aplicar las más recomendables, tomando en consideración factores como la elevación, pendiente, clima y tipo de suelo (entre otros) predominante en las zonas donde se desarrolló la investigación son:

## 1. Barreras Vivas.

Son hileras de plantas permanentes que se plantan tupidas o separadas unas de otras, por una distancia que dependerá de la pendiente del terreno. Se establecen, generalmente en curvas a nivel o al contorno de los terrenos y sus objetivos principales son detener el suelo arrastrado por el agua lluvia en los terrenos y aumentar la humedad en los mismos.

Algunas plantas que se pueden usar son:

- Vetiver (vetiveria Zizanioides)
- Izote (Yuca elephantipes),
- Piña (ananas comosus)
- Zacate Limón (Andropogon citraus)
- Piña de cerco (Pennisetum purpureum)
- Zacate elefante (Pennisetum purpureum)

Esta práctica se recomienda hasta en pendientes del 15%; en pendientes mayores, deberán ir acompañadas de una de las prácticas siguientes: labranza de conservación o acequias de laderas o ambas en el caso de cultivos limpios, y de terrazas individuales, si se establecen frutales, ya que en esas condiciones su eficiencia no es significativa.

En la zona de estudio se recomienda utilizar los siguientes tipos de barreras vivas:

#### **a. Barrera viva de valeriana (vetiver)**

Consiste en la colocación de hileras densas de pasto valeriana (vetiver, zacate violeta) en curvas a desnivel (Ver Figura 144). La distancia entre curvas depende de la pendiente y del tipo de suelo. Se combina bien con otras técnicas. La combinación más frecuente es con acequias para proteger el borde superior de ellas y para mejorar la infiltración del agua en el suelo. Sirven para reducir la velocidad del agua por cortar la ladera en pendientes más cortas, sirviendo además como filtro captando los sedimentos que van en el agua de escurrimiento. El buen manejo de la barrera viva tiene como resultado la formación paulatina de terrazas. Valeriana es un zacate perenne con el nombre botánico *vetiveria zizanioides*. Existen variedades con diferencias en la adaptación agroecológica y en la resistencia a sequía y plagas.



Figura 144. Hileras de vetiver

El vetiver posee una amplia adaptación a condiciones tales como: elevaciones hasta 2600 mts, temperaturas entre -9 y +45 grados centígrados, precipitaciones menores de 500 mm y

humedad de 6000 mm. Sin embargo, existen diferencias varietales al respecto. Se adapta a suelos de todo tipo. Prefiere suelos profundos donde las raíces crecen rectas hasta 3 m. de profundidad.

#### **Actividades para establecer la obra:**

Establecer el vivero con surcos de 30-40 cm. de distancia; aplicar abono o fertilizante NP para acelerar la multiplicación. 2. Con el aparato A (Ver Figura 145) se hace la curva de nivel, enseguida se hace con piocha o con arado una raya para aflojar el terreno. 3. Extraer macollas del vivero, arrancar un trozo con raíz, cortar las raíces a 10 cm. y las hojas a 10-20 cm. 4. Sembrar los trozos (cepas) individuales o 2-3 juntos a 10-15 cm. de distancia entre plantas en la curva a nivel al inicio de lluvias.

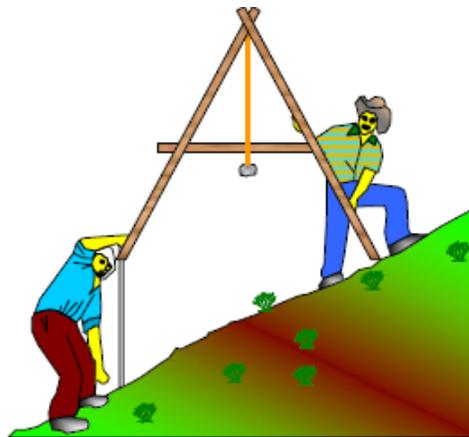


Figura 145. Representación de Aparato A.

#### **Actividades para mantener la obra:**

1. El establecimiento inicial es lento. Vetiver necesita 2-3 años para formar una barrera viva densa. Durante los primeros 2-3 años las plantas necesitan protección contra la maleza y es necesario rellenar cualquier claro (espacio vacío) en las hileras y mantener la humedad. 2. Después de este periodo inicial se hace 1-2 podas de manejo por año (entre febrero y marzo, y entre julio y agosto) a una altura de 30-50 cm. (no basal), para que las barreras se vuelvan más densas y más eficaces para filtrar el escurrimiento. 3. La barrera de vetiver dura hasta 60-100 años. Si hay espacios vacíos bastara con dirigir los tallos hacia abajo y enterrarlos para que produzcan raíces y hojas a la altura de los nudos. 4. Si se ara en los bordes de las hileras se

eliminan los retoños que hayan comenzado a invadir el campo. Se recomienda controlar la maleza 1 vez por año durante el periodo lluvioso.

### Necesidad de mano de obra para implementar y mantener la practica:

El establecimiento de la barrera de vetiver necesita mano de obra al inicio de la época lluviosa. Las actividades para establecer y mantener la barrera viva son: Trazado de las curvas, preparación del terreno (rayado), siembra y dos limpieas.

Estas actividades tienen los siguientes costos de establecimiento y mantenimiento (para 1000 m de barrera viva con zacate *vetiver*):

Detalle	Cantidad	Unidad	Precio(\$)	Jornales	Precio(\$)	Total(\$)
Semilla	500	*macolla	**0.26		0	129.14
Trazado y estaquillado		jornales		3	10.29	10.29
Surcado		jornales		1.5	5.14	5.14
Separación de haces y siembra		jornales		12.5	42.86	42.86
Total año 1						187.43
Primera Poda		jornales				6.86
Segunda Poda		jornales				6.86
Total año 2						16.00
Primera Poda		jornales				6.86
Segunda Poda		jornales		4	13.71	6.86
Total año 3					0	13.71
<b>Total</b>						<b>217.14</b>

Tabla 70. Costos de establecimiento y mantenimiento de 1000m de barrera viva con zacate *vetiver*<sup>29</sup>

<sup>29</sup> Fuente: - Disciplina de Recursos Naturales, CENTA

## Contribución al control de erosión:

La masa radicular densa y el macollamiento forman una barrera fuerte y eficiente con excelente control de la erosión a los 2-3 años después del establecimiento.

### b. Barrera viva de piñuela (piña de cerco)

Consiste en la colocación de hileras densas de piñuela colocadas en curvas a nivel. La distancia entre curvas depende de la pendiente y del tipo de suelo (Ver figura 146). Se combina bien con otras técnicas (acequias, barreras muertas). Sirven para reducir la velocidad del agua por cortar la ladera en pendientes mas cortas, sirviendo además como filtro captando los sedimentos que van en el agua de escurrimiento. La piñuela es una planta perenne con el nombre botánico *Bromelia karata*. Se conocen dos tipos, la cabeza negra y la piñuela de garrobo. Crece hasta una altura de 2 m y forma barreras mucho más densas que la piña común. Por esta razón, se puede utilizar la barrera viva de piñuela también en pendientes fuertes, preferiblemente combinado con otras técnicas.



Figura 146. Barrera viva de piñuela.

La piña de cerco se desarrolla bien en zonas bajas hasta 1000 m de altura, en lugares soleados. Se adapta bien en un amplio rango de precipitaciones (500-3000 mm), a suelos arenosos hasta arcillosos siempre y cuando estén bien drenados y a pendientes de 50%. Sin

embargo, en pendientes fuertes de más de 30% es recomendable combinar la barrera viva con acequias o barreras muertas de piedra.

Tolera sequía, pero necesita lluvias por lo menos durante dos meses para su establecimiento.

### **Actividades para establecer la obra:**

1. Con el aparato A se hace la curva a nivel, enseguida se hace con piocha los hoyo o con el arado una raya para aflojar el terreno. 2. Cortar los hijos (=polla, tamaño de 40 cm.) y hacer una poda de formación cortando las raíces. 3. Los hijos de piñuela se siembran al fin d la época seca o al inicio de la época lluviosa en una distancia de 20-30 cm. entre plantas. En caso de utilizar postes y alambre, se coloca un poste cada 5 m. 4. La piñuela tiene un crecimiento inicial lento hasta que este bien enraizada la planta (aproximadamente 6 meses). Se necesita un primer deshierbe en la entrada del invierno. Se dejan crecer los hijos durante los primeros 2-3 años lo que permite un buen cierre de la barrera.

### **Actividades para mantener la obra:**

1. Se hacen hasta 2 deshierbas al año al mismo tiempo del deshierbe de los cultivos en la parcela. 2. A partir del tercer año, se hacen dos podas por año (mayo y noviembre) a 1-1.2 m de altura. El material cortado se coloca en la parte de arriba de la barrera o se riega en la parcela como mulch. Al mismo tiempo se cortan los hijos laterales para evitar la invasión de la barrera de la parcela. El tipo de cola de garroba tiende a extenderse más que el tipo de cabeza negra. 3. Los hijos se utilizan para resiembra o consumo (estado joven=piñico).

### **Necesidad de mano de obra para implementar y mantener la practica:**

El establecimiento de la barrera viva de piñuela necesita de mano de obra al inicio de la época lluviosa. Para establecer 100 mts de barrera viva se necesita 2 D/H (incluso preparación del material vegetativo).

## **Contribución al control de erosión:**

Controla la erosión una vez bien establecida. La eficiencia del control de erosión depende de la distancia entre barreras (menos distancia en pendientes fuertes y suelos con poca infiltración), de la densidad de la barrera (vacíos en la barrera pueden aumentar la erosión en canalillos). Reduce la escorrentía y mejora la infiltración del agua.

Se utiliza en cultivos de granos básicos, tubérculos, hortalizas y pastos.

## **2. Acequias de ladera.**

Son zanjas o andenes ubicados en curvas al contorno; se hacen en los terrenos con el objetivo de disminuir la erosión y aumentar la humedad de los suelos. Se recomiendan en pendientes del 12 al 50%. Hay dos tipos: de trinchera y de bancal.

### **a. Acequias a desnivel, zanjas de drenaje.**

Consiste en la elaboración de zanjas o canales de forma trapezoidal construidas a desnivel en dirección transversal a la pendiente. La finalidad de la acequia es en primer lugar el drenaje de agua en exceso. En lugares con altas precipitaciones y en suelos de baja infiltración las acequias a nivel han causado problemas de sobresaturación del suelo. Por esto un desnivel a 1% permite el drenaje de la zanja. Las zanjas a desnivel requieren de desagües al lado del campo para evitar la formación de cárcavas. En segundo lugar, la acequia contribuye a la conservación de suelo en combinación con camellones, barreras vivas y otras prácticas dividiendo la parcela en pendientes cortas. La distancia entre acequias depende de la pendiente. Combina bien con otras practicas que mejoran la infiltración en el terreno mismo o con técnicas que mejoran la fertilidad del suelo.

Se utiliza en todas las alturas, se construye en zonas húmedas y tiene el objetivo principal de mejorar la infiltración de agua permitiendo al mismo tiempo el drenaje de aguas excedentes. Se recomienda dividir la zanja con tabiques para limitar la evacuación de agua a aguas excedentes. Además se recomienda para zonas con lluvias fuertes pero con alto riesgo de canículas (costa pacífica) de hacer las acequias de agua atrapada y para reducir el riesgo de desagües a las parcelas.

En suelos arenosos es mejor estabilizar los taludes de la acequia con barreras vivas (Ver Figura 147)

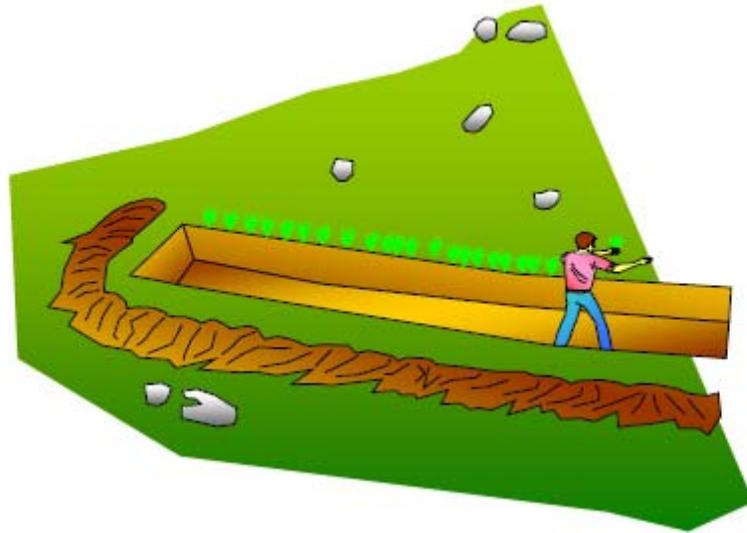


Figura 147. Acequia de ladera combinado con zacate vetiver.

Existe el riesgo que se llenan rápidamente durante lluvias fuertes y se forman cárcavas donde el agua desborda el lado inferior de la zanja.

Requiere de bastante mano de obra. Se justifica solamente en pendientes fuertes donde se debe combinar con obras de conservación de suelos para retener el suelo en la parcela y para reducir la entrada de suelo en la zanja.

Los cultivos en los cuales es apropiada son granos básicos y tubérculos.

### Actividades para establecer la obra

1. Con el marco A se marcan curvas a un desnivel de 0.5 a 1%. 2. Enseguida se abren las zanjas con talud inclinado (sobre todo el talud de arriba). La tierra de la zanja se coloca normalmente en la parte de debajo de la zanja formando un camellón que se utiliza para la siembra de cultivos perennes o semi-perennes. 3. Al lado arriba de la zanja se recomienda la siembra de barreras vivas, sobre todo en pendientes más fuertes, para filtrar el suelo y dejar pasar el agua. 4. La organización de un sistema de desagües entre vecinos en forma de pozos

de infiltración o canales de desagüe es esencial para evitar la formación de cárcavas. 5. En el caso de la utilización de la tracción animal, se pueden hacer hasta cinco pasos con el arado vertedera para tener la apertura de la zanja casi lista. Enseguida se procede a retirar la tierra removida y a formar los taludes a mano.

### **Actividades para mantener la obra:**

1. Las acequias se limpian una o dos veces por año dependiendo de la cantidad de suelo que entra con el agua. La entrada de agua se puede reducir a través de barreras vivas en el borde superior de la zanja para atrapar el suelo con la barrera y filtrar el agua.

### **Necesidad de mano de obra para implementar y mantener la practica:**

La construcción de la acequia requiere de mano de obra en la época seca para la construcción y anualmente para la limpieza. Acequias profundas pueden dificultar el movimiento y el manejo en la parcela. Un jornal (8 horas) puede construir aproximadamente 15 mts de acequia. Con tracción animal se pueden hacer hasta 30 mts por D/H. El mantenimiento de acequias se hace anualmente. Una persona puede limpiar hasta 200 mts de acequia protegida por una barrera viva en un día.

### **Contribución al control de erosión:**

La acequia misma tiene un efecto moderado en el control de erosión superficial captando el suelo en la acequia y dividiendo la ladera en pendientes cortas. Es recomendable combinar la acequia con otras técnicas que reducen la erosión superficial del suelo (barreras vivas, manejo de rastros, etc) zanjas profundas a desnivel se pueden construir en la parte superior de la parcela, para desviar la escorrentía que entra a la parcela de los terrenos colindantes (laderas mas inclinadas).

### **3. Terrazas individuales.**

Una terraza individual es un banco de tierra de forma redonda u oval con un diámetro de 1.5 a 2.1 metros, que sirve de base para el establecimiento de un árbol frutal. El diámetro dependerá de la especie frutal a plantar.

Básicamente son pequeñas plataformas individuales, redondas, semicirculares o cuadradas de aproximadamente 1.2-2 m. de diámetro trazadas, en cuyo centro se siembran normalmente árboles frutales u otros cultivos perennes. Al igual que las demás terrazas, consisten en un corte y un relleno compactado pero no son continuas. La terraza tiene normalmente una leve inclinación contra la pendiente y se combina bien con una barrera viva o muro de piedras al borde el relleno (parte inferior). La función principal es la conservación de la humedad a través de la acumulación e infiltración del agua. Otra finalidad es un mejor aprovechamiento de los fertilizantes reduciendo la pérdida por la escorrentía.

Se puede utilizar en todas las alturas y en todas las zonas climáticas. El efecto de conservación de agua es más importante en zonas secas. En zonas húmedas se recomienda un pequeño desagüe de cada terraza hacia un lado.

En suelos arenosos es difícil construir terrazas estables. Se recomienda fortalecerlas con barreras muertas o vivas. En suelos de baja infiltración mejora la acumulación y el aprovechamiento del agua. En estos suelos se recomienda una barrera viva al borde del relleno.

Se utiliza sobre todo en pendientes fuertes hasta un 60%.

#### **Contribución en el control de erosión.**

Reduce la pérdida de fertilizantes y abonos aplicados a los árboles individuales. La escorrentía en la ladera se reduce si las terrazas se construyen en tresbolillos.

#### **Actividades para establecer la obra.**

1. Con un aparato A se marcan curvas a nivel. 2. Paralelamente con las curvas a nivel se inicia marcando el límite del corte y del relleno alrededor de la estaca de la curva a nivel o del árbol en el caso de cultivos establecidos. Se asegura que las terrazas queden ubicadas a tresbolillos para controlar la escorrentía. Dependiendo del cultivo se pueden hacer 200-250

terrazza por mz para frutales y 780-950 terrazas para Musáceas. 3. Se escarba la tierra arriba de este punto colocándola por debajo formando el relleno. Después de cada nueva capa de tierra suelta sobre el relleno se compacta el relleno. 4. Al terminar se revisa que la terraza tenga una inclinación inversa de 5-10%. La base de la terraza se puede reforzar con piedras o barreras vivas. 5. En pendientes de menos de 15% se hacen terrazas en círculos, en pendientes con mas del 15% se hacen terrazas abiertas de semicírculo. 6. En zonas húmedas y suelos mal drenados se recomienda excavar un pequeño desagüe (tranchero) desde el fondo de la plataforma hacia un lado para permitir el drenaje natural.

### Actividades para mantener la obra:

1. Se siembra una cobertura viva de leguminosas o zacates perennes en los taludes y una barrera viva en el borde inferior de la terraza. 2. La pendiente inversa se rectifica anualmente. En zonas secas se recomienda la aplicación de mulch para mejorar la retención de humedad. 3. Se recomienda revisar al inicio del invierno el drenaje lateral y reforzar las terrazas.

### Necesidad de Mano de Obra para implementar y mantener la práctica:

En una manzana se siembran aproximadamente 250 árboles frutales cada uno con su terraza. Las actividades para establecer y mantener esta práctica son: trazado de las curvas a nivel, marcado para la siembra, construir y reforzar las terrazas

Estas actividades tienen las siguientes necesidades y costos:

Concepto	Establecimiento		Mantenimiento	
	Unidades	Costos	Unidades	Costos
Mano de obra	15 D/H	25.40	3 D/H	5.10
Herramienta	-	-	-	-
Insumos-semillas	-	-	-	-
<b>Total</b>		<b>US \$ 25.40</b>		<b>US \$ 5.10</b>

Tabla 71. Costos de siembra de aproximadamente 250 árboles frutales cada uno con su terraza.<sup>30</sup>

<sup>30</sup> Fuente: PROSOLAC

CAPITULO V  
CONCLUSIONES  
Y  
RECOMENDACIONES

## VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

### CONCLUSIONES

■ Tomando en consideración las características físicas de los movimientos de masas y las condiciones de los sitios de estudio, se logró identificar que los tipos de inestabilidad que se dan en la zona son principalmente: reptación, caídas de bloques de tierra, flujo de detritos y en menor escala los deslizamientos rotacionales.

■ En base a las características físico-mecánicas de los suelos y las características observadas en campo, se llegó a determinar que los suelos de la zona en estudio son de origen volcánico, en su mayoría cenizas volcánicas pomíticas, escorias y piroclastos parcialmente consolidados que pierden su resistencia mecánica en la medida que aumenta el grado de saturación.

■ Una de las principales características físicas de estos suelos es la alta susceptibilidad erosiva, razón por la cual generan pérdida del suelo y problemas de inestabilidad.

■ Los problemas de inestabilidad de laderas en los sitios donde se ha desarrollado la investigación son tan variados como lo son las causas que los provocan. Sin embargo, ha quedado de manifiesto que en la mayoría de los casos observados los problemas de inestabilidad podrían ser acelerados y en algunos casos provocados por la acción de agentes exógenos y la acción antrópica. En las visitas de campo se pudo observar que las condiciones de alteración y degradación del suelo son particularmente frecuentes en las zonas de estudio, donde la acción del hombre ha modificado el entorno natural, y donde el desarrollo de asentamientos humanos propicia una erosión diferencial en los materiales.

■ El conjunto de observaciones geotécnicas y geológicas proporcionan una imagen coherente del fenómeno, que es capaz de unificar los estudios hechos en el campo, y los ensayos y análisis de laboratorio; así al realizar el análisis de estabilidad tomando en cuenta solamente los parámetros físico-mecánicos del suelo obtenidos en los ensayos de laboratorio, los factores de seguridad que se obtuvieron están por arriba de lo establecido en la Norma Técnica para Diseño de Cimentaciones, tanto para condiciones sísmicas como gravitatoria, sin embargo

al modificar algunos de los parámetros Geotécnicos del suelo (Ladera No. 1 y No. 2) tomando en consideración lo observado en campo hubo una variación en las condiciones de estabilidad.

■ Los sistemas de estabilización planteados (Vegetación y geosintéticos) cumplen con la misión de protección de la superficie del terreno frente a erosión, y en el caso de la vegetación introducen una cierta componente de refuerzo en el terreno. Se puede establecer que la presencia de vegetación en los taludes resulta muy beneficiosa en el sentido de prevención de la degradación de la superficie, no sólo en lo que se refiere a su función como sistema de protección, sino que también cumplen una cierta misión de refuerzo del terreno, aunque pequeña en comparación a otros sistemas.

■ En la ladera No. 1 se plantearon 3 diseños de obras que cumplieran con el objetivo de estabilizar y controlar los procesos erosivos, y se puede ver que desde el punto de vista económico la propuesta 3 es la mas favorable, sin embargo técnicamente la propuesta No. 1 (que consiste en la colocación de una geomanta) es la que mejor se adapta a las condiciones de este caso en particular, ya que garantiza la protección de la superficie del suelo ante los efectos erosivos del agua o viento desde su establecimiento.

■ Como resultado de la investigación realizada y en torno a los deslizamientos del terreno que afectan a varios sectores del Municipio de Chinameca, se puede concluir que debido a las características del suelo y evidencias de inestabilidad, zona sísmica en la que se encuentra y la alta precipitación en la zona, existe la posibilidad de que ocurran nuevos deslizamientos mayores que los que se han observado hasta el momento.

■ Los procesos irreversibles de erosión provocados por la actividad humana en zonas agrícolas con pendientes abruptas son característicos en la zona rural de Chinameca. La ausencia de prácticas adecuadas de conservación de suelo y agua en laderas, han sido una de las causas para el incremento de la erosión de suelos.

■ Con la realización de este trabajo de investigación, se pretende brindar un instrumento o guía metodológica para ser aplicado en posteriores estudios o investigaciones en áreas similares y a la vez incentivar a otros estudiantes con carreras afines para que efectúen nuevas investigaciones enfocadas en la problemática.

## RECOMENDACIONES.

■ La zona de mayor potencial de inestabilidad ha sido creada por la actividad del hombre que ha modificado el entorno natural y ha acelerado los procesos de erosión y degradación del terreno. Es importante mantener en observación y de ser posible monitorear esta zona, especialmente durante la temporada de lluvias y después de ocurrir algún evento extraordinario como un sismo.

■ En virtud de las observaciones realizadas durante la visita de campo y con el fin de disminuir el potencial de inestabilidad en las laderas de San Antonio, Jocote Dulce y Boquerón, se recomienda :

- Implementar prácticas de conservación de suelos para evitar la erosión en la ladera.
- Frenar el desarrollo de asentamientos humanos, debido a que la ejecución de cortes y la infiltración de agua podrían ser los detonadores de un colapso generalizado de la ladera.
- Impedir la ejecución de cortes y la excavación de letrinas en las laderas del cerro.
- Revisar y calcular el resto de las laderas del municipio, fundamentalmente aquellos en los que la labor del hombre ha modificado sus condiciones naturales.
- No colocar cargas externas en la corona de las laderas que puedan provocar inestabilidad.
- Evitar la deforestación de los cerros y, de ser posible, fomentar la siembra de árboles y plantas de la región.

■ Para ayudar aminorar los problemas de inestabilidades y erosión del suelo es necesario crear políticas de conservación del suelo, para eso se hace ineludible la cooperación de instituciones dedicadas a capacitaciones en esta área, tal es el caso del CENTA quienes podrían brindar asesoría técnica.

■ El gobierno Municipal de Chinameca juega un papel muy importante ya que puede inferir en la elaboración de una ordenanza municipal en la cual se realice un ordenamiento territorial, evitando la construcción de viviendas en zonas susceptibles a deslizamientos.

- Resulta necesario conformar y reactivar nuevamente el Comité de Emergencia Municipal en cada localidad con el objeto de que elabore un plan de acción que le permita enfrentar las amenazas establecidas en el presente estudio, tomando como base los resultados.
- Se recomienda realizar campañas de sensibilización y divulgación dirigidas a las comunidades localizadas en las zonas de riesgo mencionadas en este estudio.
- Para el caso de la ladera No. 1 que posee mayor potencial de deslizamiento se recomienda el monitoreo cotidiano por parte de los vecinos para anticipar variaciones drásticas en los agrietamientos del terreno, que pudieran preceder a un deslizamiento de varios metros cúbicos de tierra. En esta zona es prioritario también recoger todas las aguas lluvias canalizándolas, por fuera de la zona de inestabilidad.
- Para impedir, en lo posible, que el agua de lluvia dispare la inestabilidad del terreno se debe evitar que esta se infiltre desde las partes más altas hasta el pie de las laderas. Para ello se recomienda recolectar y canalizar el agua de lluvia fuera de la ladera, a través de bermas o canales revestidos. Particularmente en la ladera N° 1, como obra a corto plazo se recomienda sellar las grietas distribuidas a lo largo de la masa inestable, ya que es un medio que facilita el ingreso del agua hacia el interior de la ladera lo cual podría generar un desprendimiento de suelo.
- La construcción de bermas en la base es un método efectivo para incrementar la estabilidad de un talud. Sin embargo, se debe tener cuidado durante el diseño y la construcción para asegurar que se cumplan los criterios de filtro, y que la berma en la base sea drenada adecuadamente en el largo plazo.
- En cuanto a las obras de drenaje: se deberá realizar mantenimiento a las canaletas, ya que a pesar de lograrse originalmente una impermeabilización, con el tiempo se producen movimientos en el terreno que causan fisuras y grietas en la canaleta y por lo tanto infiltraciones que conllevan a una disminución de la resistencia del suelo y por ende a su falla.
- Al momento de ejecutar las obras se recomienda que las acciones se programen de tal manera que no se lleven a cabo dentro de la época de lluvias, ya que ésta situación provocaría grandes dificultades operativas, así como el deterioro de las obras complementarias durante su construcción.

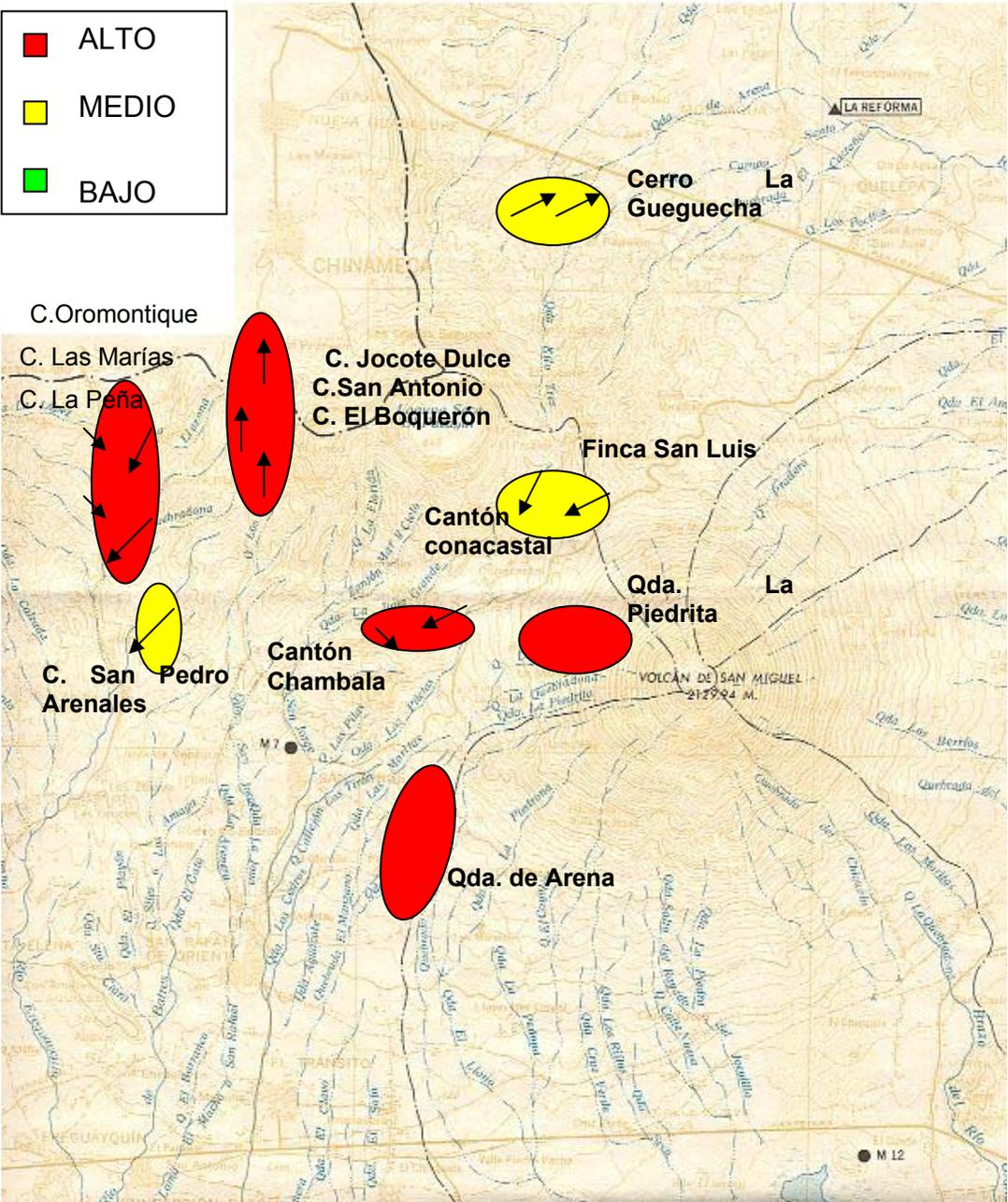
■ Es importante recalcar que las condiciones del sitio cambian constantemente por lo que se recomienda realizar un estudio previo a ejecutar las obras planteadas, por si es necesario rediseñar alguna de las obras.

■ Ha quedado de manifiesto que muchas de las prácticas que realizan los pobladores en la zona para preparar la tierra para los cultivos son inadecuadas, con ello están degradando cada vez más la superficie del suelo, por lo que se hace necesaria la puesta en práctica de medidas para la conservación del suelo y de esta forma contribuir aminorar los procesos de desgaste y erosión del suelo, ya que al agudizarse la problemática podrían generarse inestabilidades.

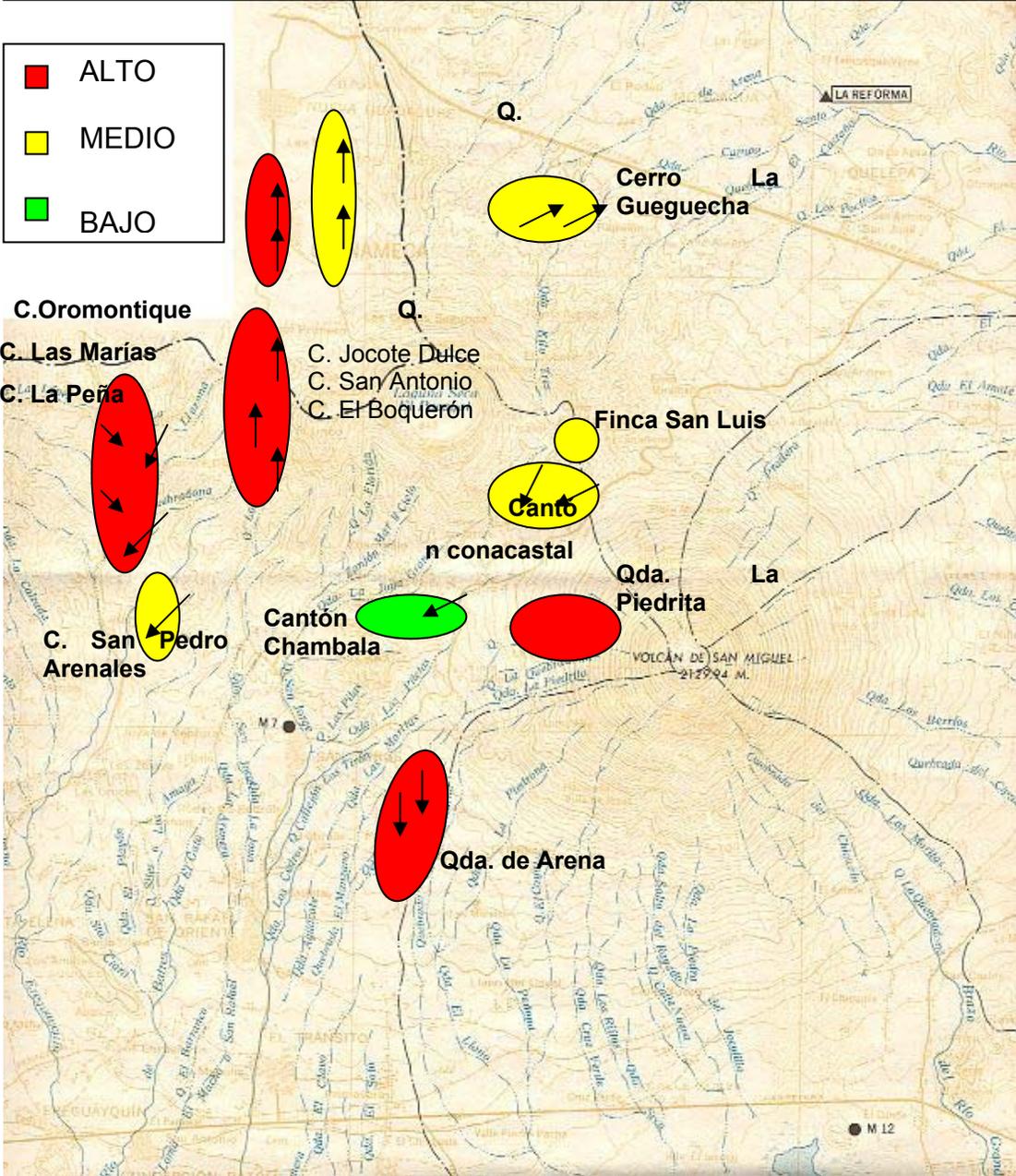
ANEXOS

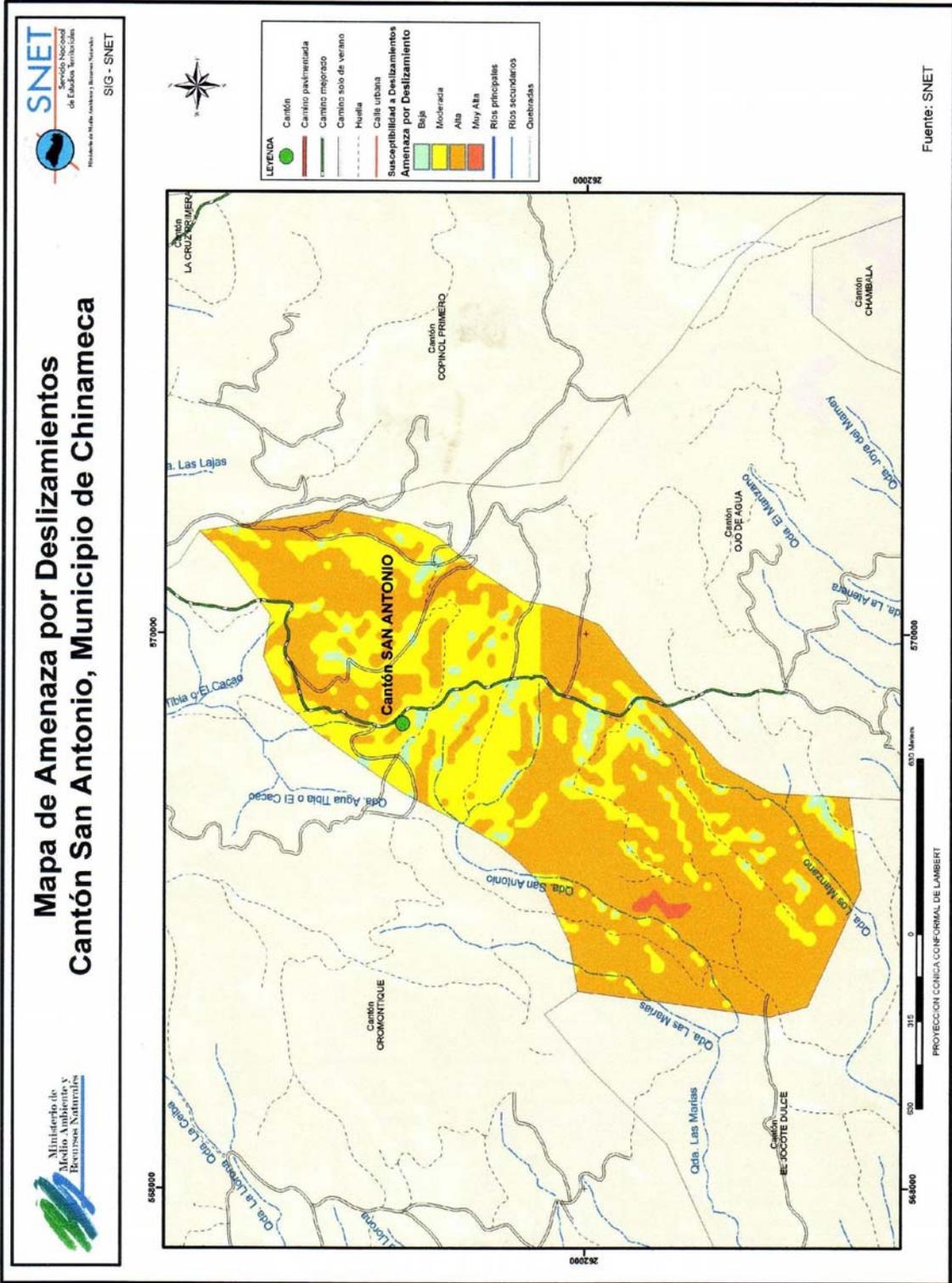
AMENAZA POR DESLIZAMIENTOS

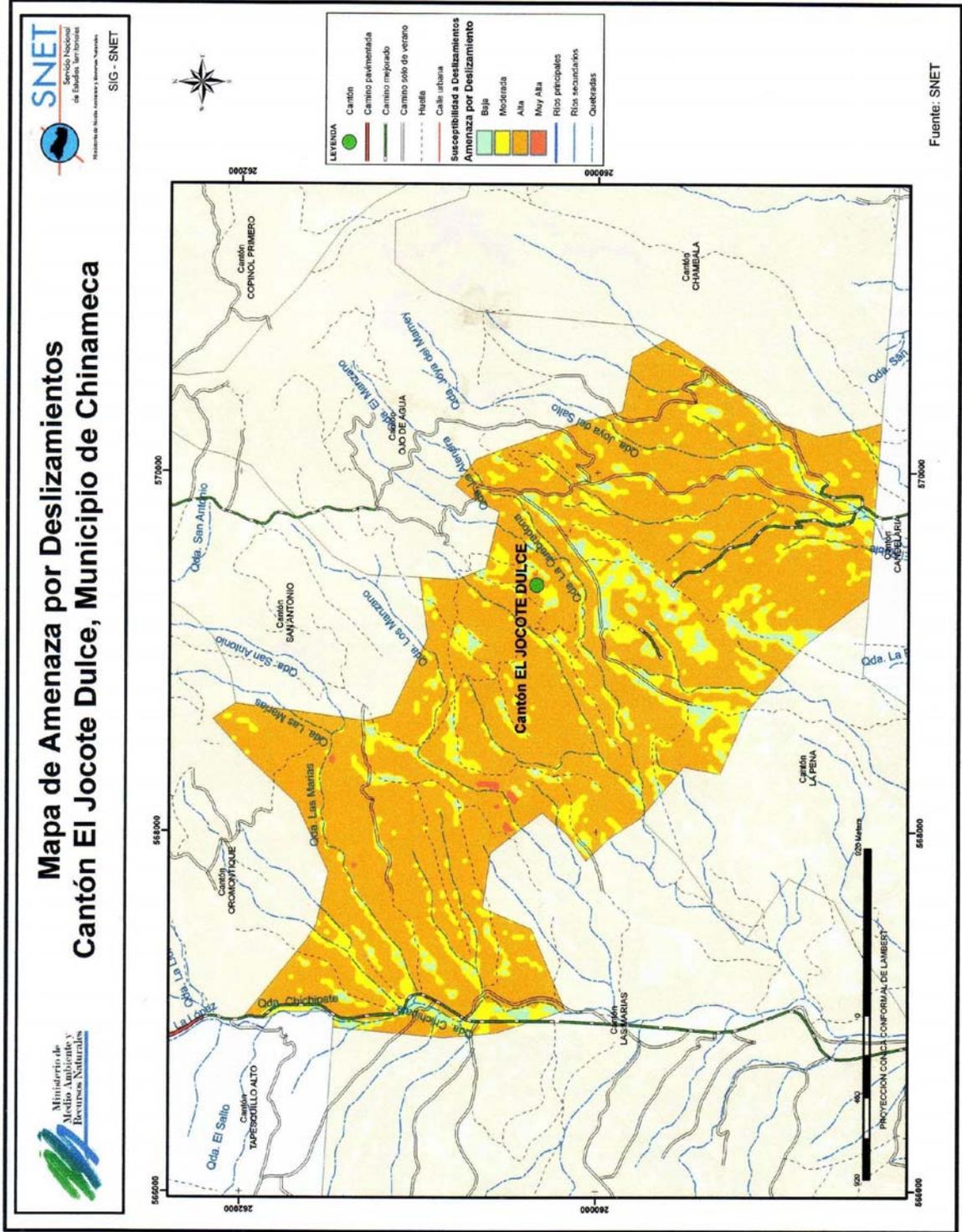
- ALTO
- MEDIO
- BAJO

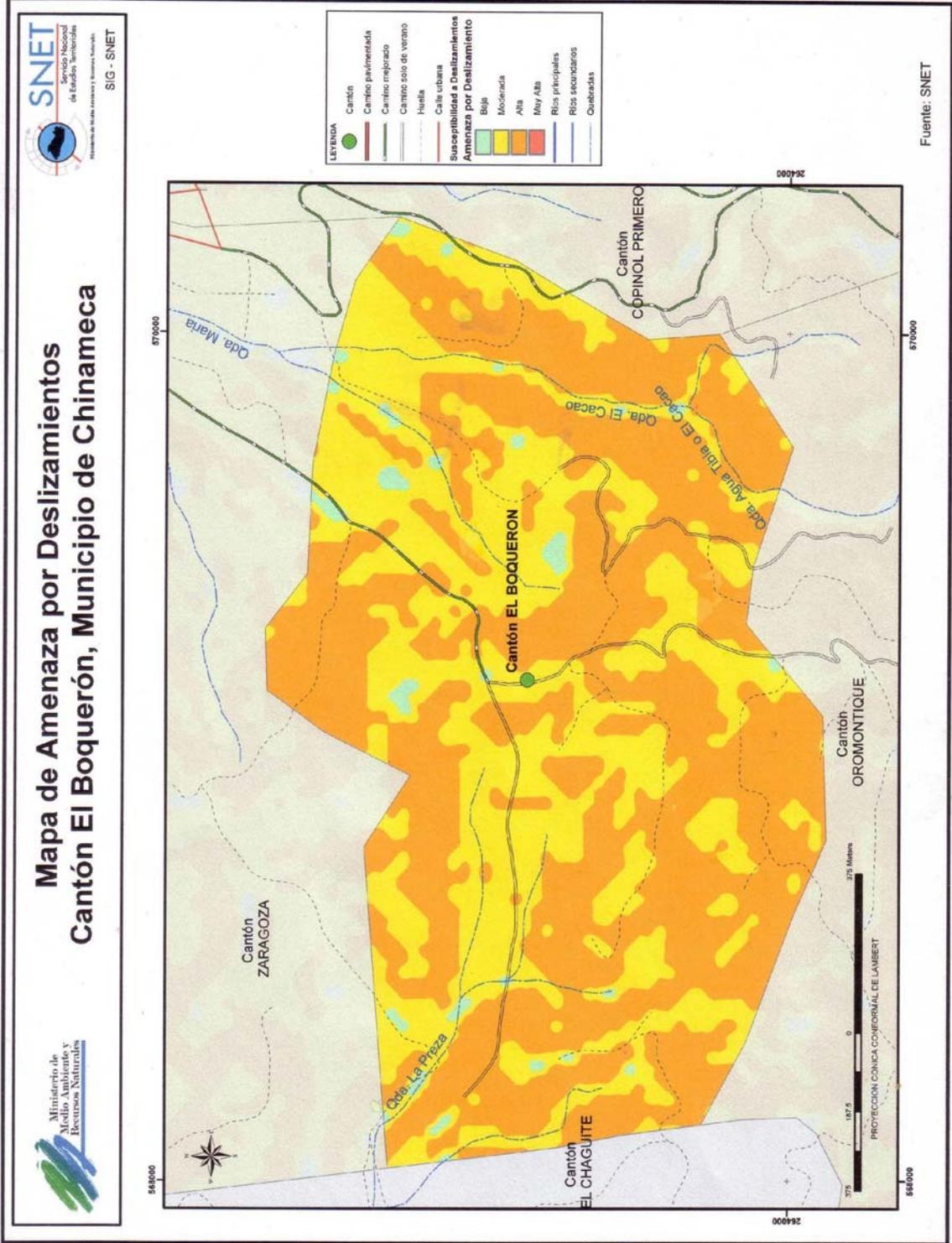


# MAPA DE RIESGOS











CORTE SUPREMA DE JUSTICIA DE EL SALVADOR  
CENTRO DE DOCUMENTACIÓN JUDICIAL

LEGISLACIÓN

Nombre: **LEY DE PROTECCION CIVIL, PREVENCION Y MITIGACION DE DESASTRES**

Materia: **Derecho Administrativo** Categoría: **Derecho Administrativo**

Origen: **ORGANO LEGISLATIVO** Estado: **VIGENTE**

Naturaleza: **Decreto Legislativo**

Nº: **777** Fecha: **18/08/2005**

D. Oficial: **160** Tomo: **368** Publicación DO: **31/08/2005**

Reformas:

Comentarios: **El presente decreto tiene como finalidad prevenir, mitigar y atender en forma efectiva los desastres naturales y antrópicos en el país y además desplegar en su eventualidad, el servicio público de protección civil, el cual debe caracterizarse por su generalidad, obligatoriedad, continuidad y regularidad, para garantizar la vida e integridad física de las personas, así como la seguridad de los bienes privados y públicos.**

---

Contenido;  
DECRETO No. 777

LA ASAMBLEA LEGISLATIVA DE LA REPÚBLICA DE EL SALVADOR,

CONSIDERANDO

- I. Que la persona humana es el origen y fin de la actividad del Estado, el cual está organizado para la consecución entre otros fines, del bien común, por lo que es su obligación asegurar a los habitantes de la República una efectiva protección civil en casos de desastres.
- II. Que por medio del Decreto Legislativo No. 498 de fecha 8 de abril de 1976, publicado en el Diario Oficial No. 74, Tomo 251, de fecha 23 del mismo mes y año se emitió la Ley de Defensa Civil; de igual forma mediante Decreto Legislativo No. 44, del 29 de julio de 1988, publicado en el Diario Oficial No. 145, Tomo No. 300, del 10 de agosto del mismo año se aprobó la Ley de Procedimiento para Declarar la Emergencia Nacional; no obstante su existencia

- III. jurídica, en la actualidad ambos cuerpos normativos no responden a las necesidades de prevenir los desastres, mitigar sus consecuencias y desplegar una protección civil efectiva en la eventualidad de los mismos.
- IV. Que en razón de lo anterior, es necesario constituir el Sistema Nacional de Protección Civil, Prevención y Mitigación de Desastres, con el objeto de que la planificación y coordinación cuente con fundamento legal. Asimismo, es indispensable que dicho sistema actúe tomando en cuenta los adelantos y experiencias en esta materia, ya que el Estado salvadoreño se ha obligado internacionalmente a coordinar operativamente con el resto de países centroamericanos en casos de emergencia, a intercambiar información y a cumplir los Convenios Internacionales ratificados.

POR TANTO:

En uso de sus facultades Constitucionales y a iniciativa de los Diputados Julio Antonio Gamero Quintanilla, Norman Noel Quijano González, Carmen Elena Calderón de Escalón, Enrique Alberto Luís Valdés Soto, José Mauricio Quinteros Cubías y Roberto José d'Aubuisson.

DECRETA la siguiente:

## **LEY DE PROTECCIÓN CIVIL, PREVENCIÓN Y MITIGACIÓN DE DESASTRES**

### **TÍTULO I**

#### **DISPOSICIONES GENERALES**

##### **Objeto de la Ley**

Art. 1.- La presente Ley tiene como objeto prevenir, mitigar y atender en forma efectiva los desastres naturales y antrópicos en el país y además desplegar en su eventualidad, el servicio público de protección civil, el cual debe caracterizarse por su generalidad, obligatoriedad, continuidad y regularidad, para garantizar la vida e integridad física de las personas, así como la seguridad de los bienes privados y públicos.

##### **Finalidad de la Ley**

Art. 2.- La presente ley tiene como finalidad:

- a) Constituir el Sistema Nacional de Protección Civil, Prevención y Mitigación de Desastres, determinar sus objetivos e integrantes.

- b) Definir las atribuciones o facultades de los organismos integrantes del sistema.
- c) Regular el funcionamiento de la Dirección General de Protección Civil, Prevención y Mitigación de Desastres.
- d) Determinar los elementos del Plan Nacional de Protección Civil, Prevención y Mitigación de Desastres.
- e) Regular la declaratoria de emergencia nacional y de alertas en caso de desastres.
- f) Regular el procedimiento sancionatorio en el caso de infracciones a la presente ley.

### **Principios de la Ley**

Art. 3.- Los principios que orientan la interpretación y aplicación de esta Ley son los siguientes:

- a) Principio de la Dignidad Humana: La persona humana es el fin principal de la prevención y de la mitigación en caso de desastres, así como en todo lo relacionado con su necesaria protección.
- b) Principio de la Efectiva Protección Civil, Prevención y Mitigación: La prevención, mediante la gestión ecológica de los riesgos, es el medio idóneo para mitigar los efectos de los desastres y para proteger a la población civil frente a una situación de riesgo.
- c) Principio de Sustentabilidad: Las acciones de Protección Civil, Prevención y Mitigación en caso de desastres, contarán con la participación comunitaria para favorecer la sustentabilidad y la protección de los ecosistemas amenazados.
- d) Principio de Sistemática: Las acciones de los actores gubernamentales y privados en materia de protección civil, prevención y mitigación en caso de desastres, trabajarán articuladamente en forma sistematizada garantizando la transparencia, efectividad y cobertura.
- e) Principio de Generalidad: Todas las personas sin discriminación alguna tienen igual acceso en cuanto a socorro o ayuda en caso de desastres, así como la efectiva protección de sus bienes.
- f) Principio de Proporcionalidad: Todas las acciones de protección civil, prevención y mitigación en el caso de desastres, deberán poseer correspondencia entre los impactos que se desean prevenir o mitigar, respecto a los medios disponibles que se asignen conforme a cada circunstancia, procurando la mayor eficiencia y el menor daño a los bienes ajenos.

g) Principio de Continuidad: Las entidades responsables de la protección civil, prevención y mitigación de desastres son de carácter permanente y el personal de las mismas en dichos casos deberán permanecer a su plena disposición durante el tiempo que se requiera para la atención apropiada de las emergencias nacionales por desastres.

## **Conceptos Operativos**

Art. 4.- Para efectos de la presente Ley se entiende por:

- a) Sistema: Sistema Nacional de Protección Civil, Prevención y Mitigación de Desastres.
- b) Comisión Nacional: Comisión Nacional de Protección Civil, Prevención y Mitigación de Desastres.
- c) Dirección General: Dirección General de Protección Civil, Prevención y Mitigación de Desastres.
- d) Protección Civil: Servicio público que se brinda para prevenir, mitigar y atender los efectos de los desastres de cualquier índole que afecten a las personas, sus bienes, el medio ambiente o los servicios públicos.
- e) Mitigación: Actividades tendientes a reducir el riesgo o consecuencias negativas de un desastre.
- f) Prevención: Acciones destinadas a suprimir o evitar definitivamente las consecuencias posiblemente dañinas de un desastre natural o antrópico.
- g) Desastre: Es el conjunto de daños a la vida e integridad física de las personas, patrimonio y ecosistemas del país, originados por los fenómenos naturales, sociales o tecnológicos y que requieren el auxilio del Estado. Los desastres pueden ser originados por causas naturales o por el ser humano o antrópicos.
- h) Vulnerabilidad: Condiciones específicas de una sociedad que la hacen susceptible de ser afectada por una amenaza natural, siconatural o antrópica, convencionalmente puede agruparse en factores físicos, económicos, ecológicos y sociales.
- i) Riesgo: Probabilidad de que un evento amenazante se convierta en un desastre al impactar a un conglomerado social vulnerable. Depende de las dimensiones y características de las amenazas y vulnerabilidades y pueden expresarse en términos de población y bienes materiales expuestos. El riesgo es el producto de la amenaza más la vulnerabilidad y se reduce incidiendo sobre ambos elementos o al menos en uno de ellos

j) Manejo del desastre: Son políticas, planes, programas, proyectos y acciones dirigidas a crear o incrementar las capacidades de una sociedad para enfrentarse a una situación de desastre. Comprenden las fases de preparación, atención a la emergencia, rehabilitación y reconstrucción.

## TITULO II

### SISTEMA NACIONAL DE PROTECCION CIVIL, PREVENCION Y MITIGACION DE DESASTRES

#### CAPITULO I

#### CONSTITUCIÓN DEL SISTEMA

##### **Constitución del Sistema**

Art. 5.- Créase el Sistema Nacional de Protección Civil, Prevención y Mitigación de Desastres, como un conjunto interrelacionado, descentralizado en su operatividad, de organismos públicos y privados, que tendrán la responsabilidad de formular y ejecutar los respectivos planes de trabajo de protección civil, planes de trabajo de prevención del manejo del riesgo de desastres y de mitigación de los impactos de éstos.

Para la sustentabilidad del Sistema se creará un fondo para la protección civil, prevención y mitigación de desastres. El Ministro de Gobernación solicitará al organismo administrador de este Fondo el financiamiento para la atención de la emergencia ocasionada por desastres.

##### **Objetivos del Sistema**

Art. 6.- Los objetivos del sistema son:

- a) Incorporar en los planes de desarrollo, la gestión prospectiva de los riesgos en materia de desastres.
- b) Elaborar y coordinar planes y acciones para educar e informar a la población sobre la necesidad de prevenirse adecuadamente ante el evento de posibles desastres de cualquier naturaleza.
- c) Elaborar y actualizar los mapas de riesgos en cada nivel organizativo del sistema; así como elaborar los planes operacionales respectivos.

- d) Diseñar y ejecutar planes de protección civil, para responder ante el evento de un desastre de cualquier naturaleza, procurando mitigar sus daños o reducir sus impactos.
- e) Intercambiar información y conocimiento entre sus integrantes y divulgar oportunamente a la población información útil para la prevención, mitigación, preparación y atención de los desastres.
- f) Mantener relaciones de cooperación con las instancias similares en el ámbito internacional, así como con los organismos que canalizan información y recursos.

### **Integración**

Art. 7.- El Sistema Nacional de Protección Civil, Prevención y Mitigación de Desastres estará integrado por:

- a) La Comisión Nacional de Protección Civil, Prevención y Mitigación de Desastres.
- b) Las Comisiones Departamentales de Protección Civil, Prevención y Mitigación de Desastres.
- c) Las Comisiones Municipales y Comunales de Protección Civil, Prevención y Mitigación de Desastres.

Estas comisiones coordinarán su trabajo de prevención del riesgo y actuarán estrechamente en el caso de un desastre y su mitigación.

### **Comisión Nacional**

Art. 8.- La Comisión Nacional estará integrada por:

- 1) El Ministro de Gobernación que la presidirá.
- 2) El Director General de Protección Civil, Prevención y Mitigación de Desastres.

Además por los titulares o representantes de los siguientes organismos:

- a) El Ministerio de Relaciones Exteriores.
- b) El Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social.
- c) El Ministerio de Agricultura y Ganadería.

- d) El Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- e) El Ministerio de Obras Públicas, Transporte y de Vivienda y Desarrollo Urbano.
- f) El Ministerio de la Defensa Nacional.
- g) El Ministerio de Educación.
- h) La Policía Nacional Civil.
- i) Dos representantes de la Asociación Nacional de la Empresa Privada, elegidos por el Presidente de la República de entre dos ternas propuestas por dicho organismo.
- j) Tres asociaciones o fundaciones relacionadas con la protección civil, prevención y mitigación de desastres, que elegirán las mismas organizaciones y que representarán respectivamente la zona occidental, central y oriental del país.

El reglamento detallará el procedimiento de selección, sin embargo, mientras éste no se emita, aquellas lo acordarán con la sola convocatoria general.

Los representantes de los entes públicos no devengarán dieta por su trabajo en la comisión. Los representantes de la sociedad civil devengarán las dietas que señalará el reglamento.

Un reglamento regulará el funcionamiento de las Comisiones: Nacional, Departamentales, Municipales y Comunales de Protección Civil, Prevención y Mitigación de Desastres.

### **Funciones de la Comisión Nacional**

Art. 9.- Son Funciones de la Comisión Nacional de Protección Civil, Prevención y Mitigación de Desastres:

- a) Diseñar la Política Nacional de Protección Civil, Prevención de Riesgos y Mitigación de Desastres.
- b) Supervisar la ejecución de los Planes de Protección Civil, Prevención de Riesgos y Mitigación de Desastres, en las áreas más vulnerables del país, según los mapas de riesgos.
- c) Dictar oportunamente las medidas apropiadas en situaciones desastrosas y de emergencia nacional, para salvaguardar la vida y los bienes de las personas directamente afectadas.

d) Proponer al Presidente de la República se decrete el Estado de Emergencia, de conformidad con el Art. 24 de esta Ley. En este caso, la Comisión nacional tomará medidas de urgencia para garantizar el orden público, equipar refugios de emergencia y suministrar alimentos y primeros auxilios, con la asistencia de las autoridades civiles y militares, Cuerpo de Bomberos y demás organizaciones humanitarias, manteniendo informado constantemente al Presidente de la República.

e) Recomendar a los entes gubernamentales encargados, la construcción de una obra de Prevención. En este caso deberá ponderar el dictamen que al respecto emita el Consejo Asesor.

f) Recomendar la demolición de cualquier construcción, cuando amenazare derrumbarse o causar una tragedia en la vida o propiedad de las personas, debiendo ponderar el dictamen que al respecto emita el Consejo Asesor.

g) Proponer al Presidente de la República, para su aprobación, los reglamentos que sean necesarios para ejecutar e integrar esta Ley, entre otros, la regulación de los asentamientos urbanos en zonas peligrosas o potencialmente peligrosas, Códigos de Construcción, Medidas para prevenir contaminaciones, guías sísmicas, transportación de materiales peligrosos y otros que sean necesarios.

h) Coordinar el trabajo de las Comisiones Departamentales, Municipales y Comunales de Protección Civil, Prevención y Mitigación de Desastres, por medio de la Dirección General.

i) Conocer en apelación de las decisiones o resoluciones del Director General.

j) Establecer temporalmente servidumbres de paso cuando fuere necesario y restricciones al uso de un inmueble de propiedad privada o pública, mientras lo justifique la existencia del desastre, debiendo ponderar apropiadamente el dictamen que al respecto emita el Consejo Asesor.

k) Otras que le confieran esta Ley y los reglamentos.

### **Comisiones Departamentales, Municipales y Comunales**

Art. 10.- Habrá Comisiones Departamentales, Municipales y Comunales de Protección Civil, Prevención y Mitigación de Desastres que dependerán de la Comisión Nacional. Estas elaborarán su propio plan de trabajo y coordinarán su ejecución con la Comisión Nacional, dichos planes deberán estar acordes a los Planes Nacionales de Protección Civil, Prevención y Mitigación de Desastres.

### **Comisiones Departamentales**

Art. 11.- Las Comisiones Departamentales de Protección Civil, Prevención y Mitigación de Desastres, estarán integradas por:

- a) El Gobernador Departamental que la presidirá.
- b) El Presidente del Consejo de Alcaldes del Departamento.
- c) Los representantes departamentales de las instituciones que pertenecen a la Comisión Nacional.
- d) Un representante de los organismos no gubernamentales que se ocupen del tema en el departamento, que se elegirá en la misma forma que los representantes similares ante la Comisión Nacional.

### **Funciones de las Comisiones Departamentales**

Art. 12.- Las funciones de las Comisiones Departamentales son las siguientes:

- a) Diseñar su plan de trabajo, señalando sus acciones y estrategias para prevenir y mitigar los desastres.
- b) Coordinar su trabajo con la Comisión Nacional y someterse a sus lineamientos nacionales en esta materia o específicos en el caso de que el departamento sea afectado directamente.
- c) Fiscalizar el cumplimiento del Plan Nacional y las disposiciones de la Comisión Nacional en el Departamento.
- d) Hacer evaluación de daños y necesidades departamentales y presentarlos a la Comisión Nacional.

### **Comisiones Municipales**

Art. 13.- Las Comisiones Municipales de Protección Civil, Prevención y Mitigación de Desastres estarán integradas por:

- a) El Alcalde Municipal que la presidirá.
- b) Los representantes municipales de las instituciones que pertenecen a la Comisión Nacional.

c) Un representante de los organismos no gubernamentales que se ocupen del tema en el municipio, que se elegirá en la misma forma que los representantes similares ante la Comisión Nacional.

d) Un líder comunitario.

### **Funciones de las Comisiones Municipales**

Art. 14.- Las funciones de las Comisiones Municipales son las siguientes:

a) Elaborar su plan de trabajo y planificar las acciones y estrategias de prevención y mitigación de desastres en su municipio.

b) Coordinar sus acciones con la Comisión Departamental correspondiente.

c) Fiscalizar o vigilar el cumplimiento del plan nacional y las disposiciones del plan nacional en el municipio.

d) Hacer evaluación de daños y necesidades en la eventualidad de un desastre y presentarlo a la Comisión Departamental correspondiente.

### **Comisiones Comunales**

Art. 15.- Las Comisiones Comunales serán presididas por un delegado electo por la comunidad y estará integrado por las organizaciones de la comunidad reconocidas de acuerdo con el Código Municipal, y delegados de los organismos gubernamentales nombrados por la Comisión Nacional.

### **Funciones de las Comisiones Comunales**

Art. 16.- Las funciones de las Comisiones Comunales son las siguientes:

a) Elaborar su propio plan de trabajo y planificar acciones y estrategias de prevención y mitigación de desastres en su comunidad.

b) Coordinar sus acciones con la Comisión Municipal correspondiente.

La Dirección General vigilará el cumplimiento del plan nacional y de las disposiciones de la Comisión Nacional en el vecindario o comunidad.

## **Dirección General**

Art. 17.- La Dirección General de Protección Civil, Prevención y Mitigación de Desastres, dependerá jerárquica y funcionalmente del Ministerio de Gobernación.

## **Atribuciones del Director General**

Art. 18.- Las atribuciones del Director General son las siguientes:

- a) Elaborar y someter a la aprobación de la Comisión Nacional los planes de atención de las emergencias en el ámbito nacional y planes de contingencia en el caso de eventos específicos.
- b) Divulgar un informe nacional sobre el estado de los riesgos y vulnerabilidades elaborado por el Servicio Nacional de Estudios Territoriales y acciones de prevención y mitigación realizadas, previa aprobación de la Comisión Nacional.
- c) Imponer sanciones por violación a la presente ley y sus reglamentos.
- d) Coordinar la ejecución de los Planes de Protección Civil, Prevención y Mitigación de Desastres, aprobados por la Comisión Nacional.
- e) Dirigir la ejecución de los planes de preparación y atención de emergencias y de Protección Civil, aprobados por la Comisión Nacional.
- f) Conducir el sistema de alertas en el ámbito nacional y proponer a la Comisión Nacional se tramite el decretar Estado de Emergencia Nacional.
- g) Elaborar sus propios reglamentos de funcionamiento para su respectiva aprobación.
- h) Impulsar campañas permanentes de divulgación y educación sobre la prevención de desastres en centros educativos, comunidades y municipalidades.
- i) Recopilar información científica pertinente sobre prevención y mitigación de desastres.
- j) Someter a la Comisión Nacional las peticiones de personas o comunidades sobre la necesidad de implementar planes para prevenir un desastre.
- k) Establecer y mantener las relaciones interinstitucionales e internacionales necesarias para recopilar información.

l) Utilizar investigaciones sociales y antropológicas en las comunidades con riesgos potenciales o inmediatos de sufrir desastres, que le permitan hacer sugerencias o recomendaciones a la Comisión Nacional para prever y prevenir el riesgo.

### **Consejo Asesor**

Art. 19.- La Dirección General contará con el apoyo permanente del Consejo Asesor.

El Consejo Asesor será un órgano interinstitucional de carácter científico y técnico que emitirá informes, opiniones o dictámenes.

Los informes, opiniones o dictámenes serán emitidos por escrito en un plazo que fijará la Comisión Nacional de acuerdo con las necesidades del solicitante, siempre versarán sobre un caso concreto y a petición expresa de la Dirección General, no tendrán carácter reservado y serán abiertos a la consulta pública o de las partes interesadas.

Estará formado por representantes del Servicio Nacional de Estudios Territoriales, Instituto Geográfico Nacional, Estado Mayor Conjunto de la Fuerza Armada, Dirección General de Recursos Naturales del Ministerio de Agricultura y Ganadería, Unidad Técnica de Desastres del Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social, Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados, Comisión Ejecutiva Hidroeléctrica del Río Lempa, Comisión Ejecutiva Portuaria Autónoma, Departamento de Calidad Ambiental del Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales, Cuerpo de Bomberos de El Salvador, Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad de El Salvador, Facultades de Ingeniería y Arquitectura de dos universidades privadas que designará la Asociación de Universidades Privadas de El Salvador o como lo establezca el reglamento y un representante de cada uno de los organismos de socorro reconocidos por el sistema.

Los representantes de los entes públicos no devengarán dieta por su trabajo en el Consejo. Los representantes de la sociedad civil devengarán las dietas que señalará el reglamento.

Este Consejo se reunirá cuando sea necesario. Su funcionamiento será regulado reglamentariamente.

### **Plan Nacional de Protección Civil, Prevención y Mitigación de Desastres**

Art. 20.- El Plan Nacional de Protección Civil, Prevención y Mitigación de Desastres tiene como objeto definir las acciones del Estado y de la sociedad civil para el manejo de los riesgos, el estudio de las vulnerabilidades existentes y su mitigación y los preparativos para la atención y recuperación en caso de desastres.

### **Elaboración del Plan Nacional**

Art. 21.- El Plan Nacional será elaborado por el Director General, con apoyo del Consejo Asesor, y aprobado por la Comisión Nacional, en un plazo no mayor de seis meses de la entrada en vigencia de esta Ley y deberá actualizarse permanentemente. En dicho plan se podrán considerar los elementos que le proporcionen las Comisiones Departamentales, Municipales y Comunales.

Este plan debe incluir las políticas, estrategias, acciones y programas, tanto de carácter nacional, departamental, municipal y local; teniendo en cuenta, por lo menos, los siguientes elementos:

- a) La familia, la escuela, la comunidad, el municipio, el departamento y el país son los ámbitos de todo plan.
- b) Los procesos ecológicos, políticos, sociales, económicos, tecnológicos, comunitarios, jurídicos e instituciones generadoras de riesgo.
- c) Articulación con la política ambiental y de desarrollo social del país.
- d) La educación ambiental, la organización y estímulo de la participación comunitaria.
- e) Los sistemas de información y comunicación en el ámbito nacional, departamental y municipal; la coordinación interinstitucional en todos los niveles del sistema.
- f) La identificación precisa de las fases de prevención, preparación, mitigación, alerta, rehabilitación y reconstrucción, en el marco del desarrollo en relación con los diferentes tipos de desastre.
- g) La investigación científica o estudios técnicos necesarios para resolver o aclarar determinados aspectos.
- h) La vinculación y cooperación con instituciones similares de la región e internacionales; los sistemas y procedimientos de control y evaluación de los procesos de prevención y mitigación de desastres.

## **CAPÍTULO II**

### **DECLARATORIAS DE ALERTAS Y CLASIFICACIÓN**

#### **Declaratorias de Alerta**

Art. 22.- El Director General podrá declarar diferentes grados de alertas frente a la inminencia, eventualidad o acaecimiento de un desastre, basado en el monitoreo de los fenómenos naturales y la información técnica del Servicio Nacional de Estudios Territoriales.

La declaración de alerta debe ser clara, comprensible y asequible, vale decir, difundida por el máximo de medios, inmediata, sin demora. coherente, oficial o procedente de fuentes autorizadas.

El aviso al público del proceso de alertas lo realizará el Director General, previo informe al Presidente de la República y a la Comisión Nacional.

### **Clasificación**

Art. 23.- Las alertas se clasifican en verdes, amarillas, naranjas y rojas, según la gravedad del desastre esperado o consumado cuyo contenido y oportunidad de emisión, se detallarán reglamentariamente.

### **Decreto de Estado de Emergencia**

Art. 24.- La Asamblea Legislativa por medio de decreto podrá declarar el Estado de Emergencia en parte o en todo el territorio nacional, mediante petición que al efecto le dirigirá el Presidente de la República, cuando el riesgo o peligro provocado por un desastre para las personas, sus bienes, servicios públicos o ecosistemas lo ameriten. Tomará como base la evidencia del riesgo o peligro y la ponderación que le haga al respecto el Director General.

Si la Asamblea Legislativa no estuviere reunida podrá el Presidente de la República decretar el Estado de Emergencia, debiendo informar posteriormente al Órgano Legislativo.

El decreto de Estado de Emergencia no implica la suspensión de las garantías constitucionales. La Asamblea Legislativa o el Presidente de la República, en su caso, decretará el cese del Estado de Emergencia.

### **Autoridad Máxima**

Art. 25.- En caso de que se decrete el Estado de Emergencia, el Presidente de la República será la autoridad máxima en la ejecución de los planes de contingencia de protección civil, así como también de mitigación de desastres.

### **Conducción del Estado de Emergencia**

Art. 26.- El Decreto de Estado de Emergencia supone la conducción ágil, transparente y eficiente del esfuerzo nacional, por lo que la misma indicará las medidas inmediatas que se tomarán para enfrentar el riesgo.

Art. 32.- Es un deber de todos los cuerpos de socorro y entidades humanitarias contribuir directamente, en el ámbito de su competencia, a atender los efectos de los desastres, coordinando con la Dirección General y con las diferentes Comisiones del Sistema, para lograr una mayor efectividad en las acciones.

### **Deber de Información**

Art. 33.- Todos los organismos públicos y privados que tengan en su poder datos o estudios científicos o tecnológicos de posibles eventos sísmicos, hídricos, volcánicos, ambientales, meteorológicos u otros relacionados con desastres, tienen el deber de comunicarlos a la Dirección General inmediatamente y además, suministrarle toda la información que le requiera para cumplir con sus objetivos.

### **Prevención**

Art. 34.- Es un deber de todas las instituciones públicas o privadas que realicen procesos peligrosos o que manejen sustancias o desechos peligrosos, establecer planes apropiados de prevención y atención en el caso de desastres, los cuales deberán ser presentados a la Dirección General.

## **CAPÍTULO III**

### **DERECHOS Y DEBERES DE LAS PERSONAS EN CASO DE DESASTRES**

#### **Derechos de las Personas Frente a los Organismos del Sistema**

Art. 35.- Todas las personas que habitan en el país tienen derecho a:

- a) Recibir información sobre la inminencia o eventual ocurrencia de un desastre. Las autoridades de la Dirección General, las Comisiones del Sistema y cualquier autoridad de seguridad pública, tienen la obligación de proporcionar esta información cuando cuenten con ella.
- b) Pedir y recibir protección civil cuando sean afectados por un desastre.
- c) Recibir atención médica en cualquier centro hospitalario público o privado del país si ha sufrido cualquier quebranto de salud debido a un desastre.
- d) Ser escuchado cuando por cualquier motivo tengan información de la ocurrencia posible de un desastre o por un temor razonable que sientan al respecto.

e) Solicitar la construcción de obras que consideren necesarias para prevenir un desastre que pueda afectar su vida, sus bienes o de su comunidad ante la Dirección General.

### **Deberes de las Personas en caso de Desastre**

Art. 36.- Son deberes de las personas en caso de desastre:

- a) Colaborar con las labores de prevención, mitigación y de protección que emprenda la Dirección General o las Comisiones del Sistema.
- b) Acatar las disposiciones y medidas de prevención que dicte la Dirección General o las Comisiones del Sistema.
- c) Evacuar las áreas peligrosas cuando la Dirección General, las Comisiones del Sistema o la Policía Nacional Civil se los pida.
- d) Informar a la Dirección General, a cualquier Comisión del Sistema, o a cualquier autoridad, la existencia de señales o signos que pudieran presagiar un desastre.
- e) Comportarse prudentemente en el evento de un desastre.
- f) Colaborar en la ejecución de los planes de mitigación de desastre que emprenda la Dirección General o cualquier Comisión del Sistema.
- g) Organizarse, seguir las instrucciones y comunicarse con el resto de la comunidad, para enfrentar con efectividad y solidaridad el desastre.
- h) Atender a los heridos en caso de desastre. Esta obligación se extiende a los entes hospitalarios públicos y privados, los servicios prestados por estos últimos serán pagados por el Estado conforme lo establecido en el Reglamento.

## **CAPÍTULO IV**

### **RESPONSABILIDAD ADMINISTRATIVA**

### **Y PROCEDIMIENTO SANCIONATORIO**

#### **Principios Rectores**

Art. 37.- El procedimiento sancionatorio administrativo tomará en cuenta necesariamente el principio de legalidad, de la búsqueda de la verdad real, y de la flexibilidad en el procedimiento. Se iniciará de oficio o a petición de parte.

### **Contravenciones**

Art. 38.- Constituyen contravenciones a la presente ley:

1. Denegar auxilio o ayuda en el evento de un desastre cuando se lo solicite la Dirección General o cualquier Comisión del Sistema o la autoridad pública o municipal.
2. Desobedecer injustificadamente las recomendaciones que dicte la autoridad policial, la Dirección General o cualquier comisión del Sistema, para la prevención de un desastre o para su mitigación.
3. Negarse a difundir información sobre la situación de desastre o los medios para su mitigación.
4. Difundir rumores falsos sobre la situación desastrosa o la protección civil impulsada.
5. Incumplir con las obligaciones establecidas en los artículos 30, 32, 33, 34 y 36 de esta Ley.

Las contravenciones señaladas en los numerales 1, 2 y 4 de este artículo serán consideradas menos graves, así como el incumplimiento de las obligaciones establecidas en los Arts. 30 y 32 de esta Ley. Serán consideradas graves las contempladas en el numeral 3 de este artículo, así como el incumplimiento de las obligaciones establecidas en los Arts. 33, 34 y 36 de esta Ley.

### **Multas**

Art. 39.- Las personas u organismos públicos o privados que infrinjan estas disposiciones serán sancionadas con una multa que se fijará entre un salario mínimo mensual hasta 1000 salarios mínimos mensuales en el caso de las contravenciones graves y de un salario mínimo mensual hasta 500 salarios mínimos mensuales en el caso de las contravenciones menos graves, tomando siempre en cuenta los criterios siguientes:

1. La gravedad del daño causado.
2. El conocimiento y conciencia de las consecuencias de su conducta.
3. Las acciones tomadas para mitigar el daño causado.

### **Procedimiento**

Art. 40.- Las multas serán aplicadas a través de un procedimiento sancionatorio que instruirá y aplicará el Director General.

## **Instructor**

Art. 41.- Cuando el Director General tenga conocimiento de la posible ocurrencia de una infracción administrativa a la presente ley, nombrará a un instructor del proceso, éste investigará la infracción recabando todas las pruebas necesarias y dará audiencia al indiciado por un periodo de ocho días hábiles. En el procedimiento se aceptarán todas las pruebas que conduzcan al descubrimiento de la verdad real.

Si el Director General se percata que el hecho que dio origen a la denuncia o al procedimiento de oficio constituye un delito, dará aviso inmediatamente a la Fiscalía General de la República.

## **Citación y Notificación**

Art: 42.- La citación o notificación deberá hacerse por medio de esquila conteniendo un resumen del hecho denunciado. La citación o notificación se le entregará personalmente al presunto infractor o a la persona que se encuentre en su hogar o lugar de trabajo o un vecino. Si cualquiera de estas personas se negare a recibirla se dejará la esquila en un lugar visible de la vivienda o lugar de trabajo.

## **Prueba**

Art. 43.- Con la respuesta del presunto infractor o sin ella se abrirá a prueba el informativo por un período de treinta días hábiles. Cinco días hábiles después el Director General emitirá su resolución la cual será siempre motivada, relacionará los hechos y la norma infringida, así como los resultados de la instrucción y las pruebas de cargo y descargo presentadas. La imposición de una sanción no exime de la responsabilidad de reparar el daño.

## **Medidas Cautelares**

Art. 44.- El Director General podrá emitir medidas cautelares cuando se pueda causar un daño irreparable o de difícil reparación a las vidas o bienes de las personas en el evento de un desastre. Las medidas cautelares podrán ser las siguientes: suspensión de obra o suspensión de permiso de funcionamiento. Cuando se emita tal medida siempre debe motivarse y la misma puede ser objeto de revisión por el Director General al presentarse en el plazo de tres días hábiles.

## **Resolución**

Art. 45.- La resolución final del procedimiento administrativo sancionatorio puede ser objeto de revisión ante el Director General en un plazo de tres días hábiles, y será apelable ante la Comisión Nacional. Esta deberá emitir su resolución motivadamente en el plazo de diez días hábiles, resolución que agotará la vía administrativa, sin perjuicio de ejercer las acciones legales pertinentes ante los tribunales competentes.

### **Aplicación Supletoria**

Art. 46.- El Código de Procedimientos Civiles se aplicará supletoriamente a este procedimiento siempre y cuando no contradiga la presente ley y sus principios.

## **TITULO III**

### **DISPOSICIONES FINALES, DEROGATORIAS Y VIGENCIA**

#### **Acción Civil**

Art. 47.- Las acciones civiles por la indemnización de daños o perjuicios relacionados con medidas de protección civil, prevención y mitigación de desastres se tramitarán en juicio sumario, en la forma establecida en el Código de Procedimientos Civiles.

#### **Reglamentos**

Art. 48.- El Presidente de la República emitirá los Reglamentos necesarios para la aplicación de esta Ley.

#### **Ley Especial**

Art. 49.- Esta ley por su carácter especial prevalece sobre cualquier otra que la contradiga.

#### **Derogatorias**

Art. 50.- Queda derogada la Ley de Defensa Civil, emitida por el Decreto Legislativo No. 498 del 8 de abril de 1976, publicada en el Diario Oficial No. 74, Tomo 251 de fecha 23 del mismo mes y año. Así como la Ley de Procedimiento para Declarar la Emergencia Nacional, emitida por Decreto Legislativo No. 44, del 29 de julio de 1988, publicado en el Diario Oficial No, 145, Tomo No. 300, del 10 de agosto del mismo año.

#### **Vigencia**

Art. 51.- El presente decreto entrará en vigencia ocho días después de su publicación en el Diario Oficial.

DADO EN EL PALACIO LEGISLATIVO: San Salvador, a los dieciocho días del mes de agosto del año dos mil cinco.

CIRO CRUZ ZEPEDA PEÑA  
PRESIDENTE

JOSÉ MANUEL MELGAR HENRÍQUEZ  
PRIMER VICEPRESIDENTE

JOSÉ FRANCISCO MERINO LÓPEZ  
TERCER VICEPRESIDENTE

MARTA LILIAN COTO VDA. DE CUÉLLAR  
PRIMERA SECRETARIA

JOSÉ ANTONIO ALMENDÁRIZ RIVAS  
TERCER SECRETARIO

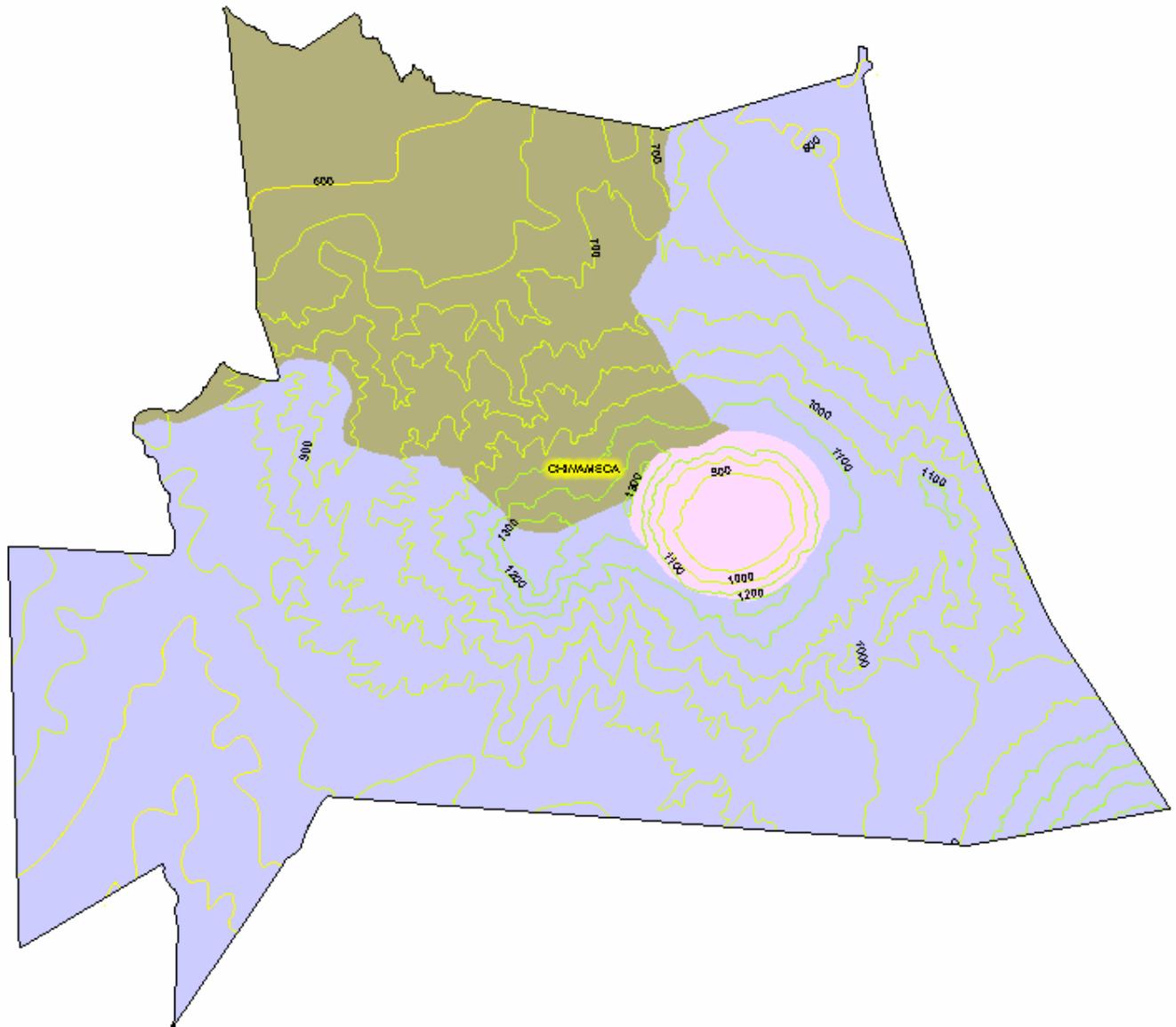
ELVIA VIOLETA MENJÍVAR  
CUARTA SECRETARIA

CASA PRESIDENCIAL: San Salvador, a los treinta y un días del mes de agosto del año dos mil cinco.

PUBLIQUESE,

ELÍAS ANTONIO SACA GONZÁLEZ,  
Presidente de la República.  
RENE MARIO FIGUEROA FIGUEROA,  
Ministro de Gobernación.

MAPA DE CUENCAS



FUENTE: Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

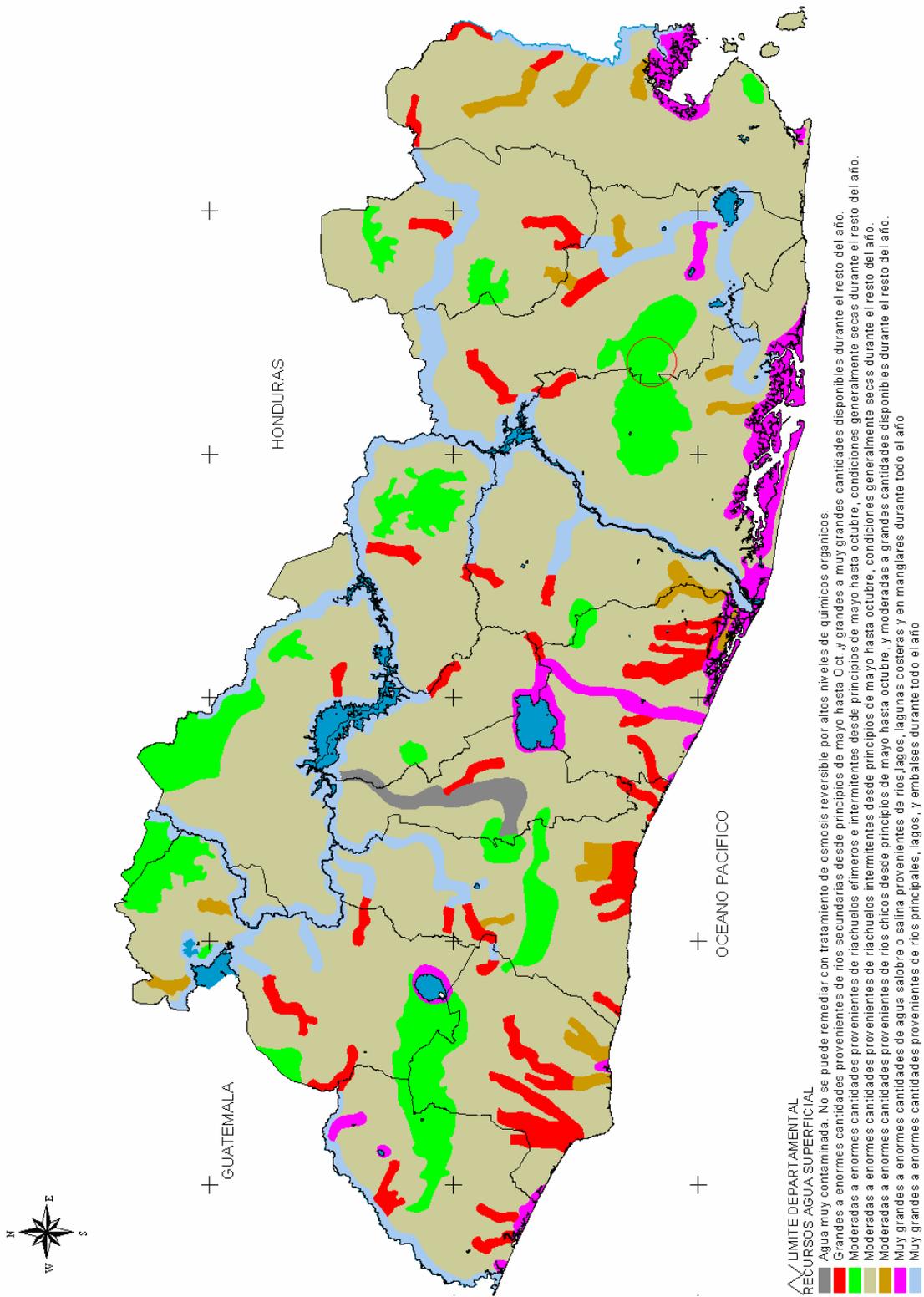
CARACTERIZACION DE MOVIMIENTOS DE LADERA Y PROPUESTAS DE MEDIDAS DE ESTABILIZACION EN LOS CANTONES SAN ANTONIO, JOCOTE DULCE Y EL BOQUERON DEL MUNICIPIO DE CHINAMECA



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.,

# MAPA DE RECURSOS DE AGUA SUPERFICIAL

ANEXO E-2



**LIMITES DEPARTAMENTAL**  
**RECURSOS AGUA SUPERFICIAL**

- Agua muy contaminada. No se puede remediar con tratamiento de osmosis reversible por altos niveles de quimicos organicos.
- Grandes a enormes cantidades provenientes de rios secundarias desde principios de mayo hasta Oct., y grandes a muy grandes cantidades disponibles durante el resto del año.
- Moderadas a enormes cantidades provenientes de riachuelos efimeros e intermitentes desde principios de mayo hasta octubre, condiciones generalmente secas durante el resto del año.
- Moderadas a enormes cantidades provenientes de rios chicos desde principios de mayo hasta octubre, condiciones generalmente secas durante el resto del año.
- Muy grandes a enormes cantidades de agua salobre o salina provenientes de rios lagos, lagunas costeras y en manglares durante todo el año.
- Muy grandes a enormes cantidades provenientes de rios principales, lagos, y embalses durante todo el año.

FUENTE: Ministerio de Medio Ambiente y recursos naturales.

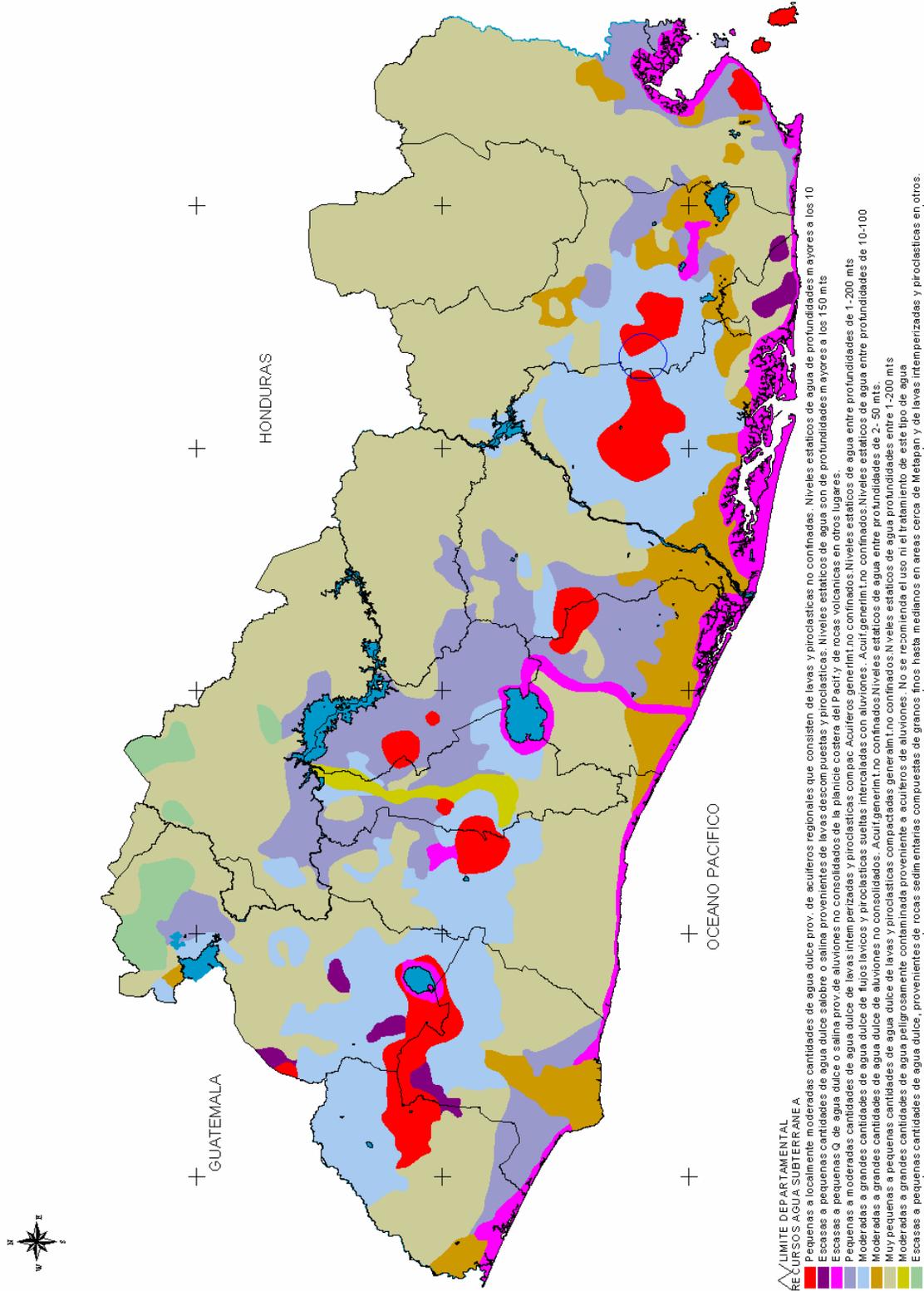
CARACTERIZACION DE MOVIMIENTOS DE LADERA Y PROPUESTAS DE MEDIDAS DE ESTABILIZACION EN LOS CANTONES SAN ANTONIO, JOCOTE DULCE Y EL BOQUERON DEL MUNICIPIO DE CHINAMECA



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
 FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.,

# MAPA DE RECURSOS DE AGUA SUBTERRANEA ES

ANEXO E-3



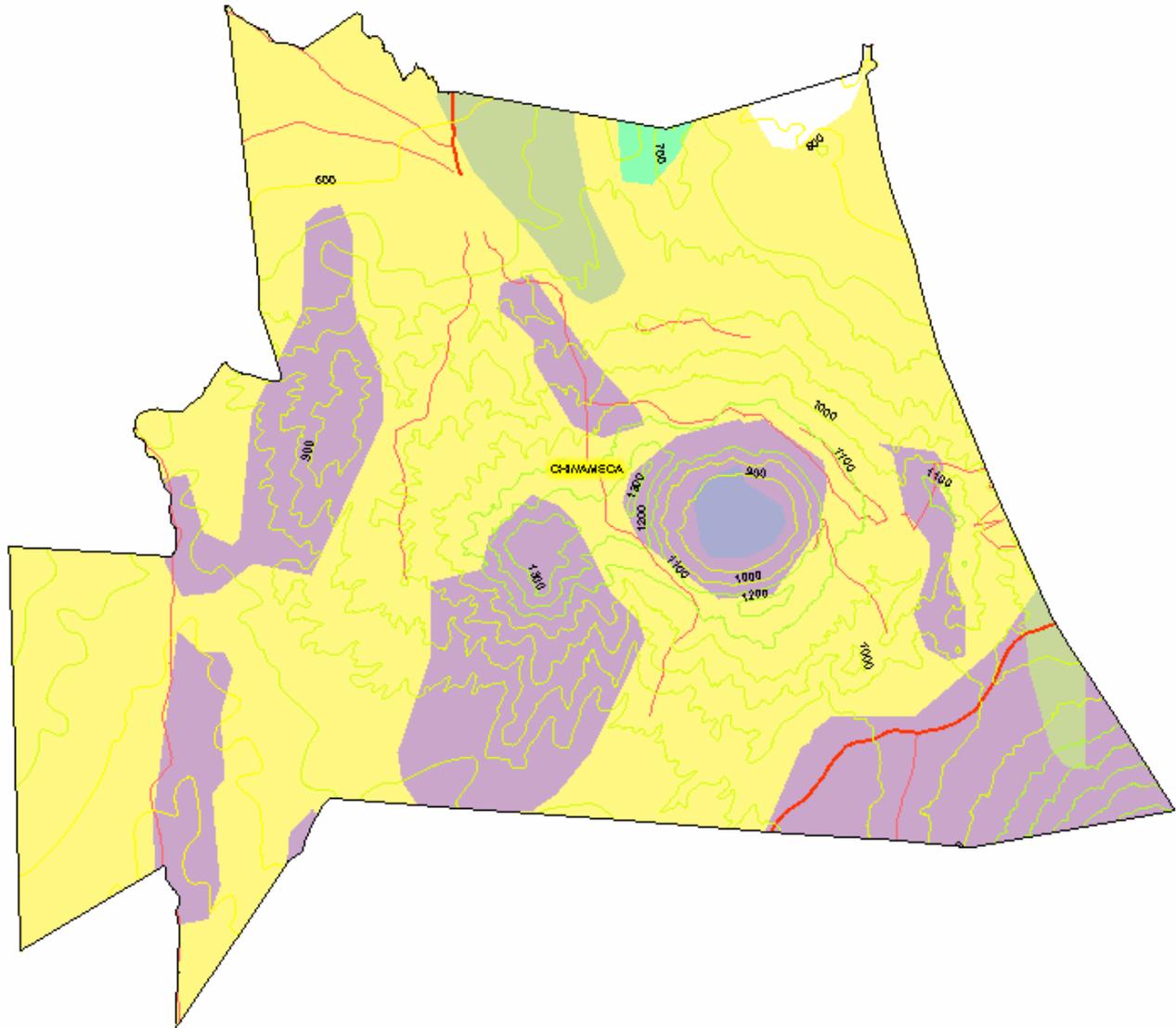
FUENTE: Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

CARACTERIZACION DE MOVIMIENTOS DE LADERA Y PROPUESTAS DE MEDIDAS DE ESTABILIZACION EN LOS CANTONES SAN ANTONIO, JOCOTE DULCE Y EL BOQUERON DEL MUNICIPIO DE CHINAMECA



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

MAPA GEOLOGICO



LEYENDA

- |  |  |  |
|--|--|--|
|  Cuerpos_agua   |  Red vial primaria                                    |  agua |
|  Aluviones, localmente con intercalaciones de piroclastitas.    |  Efusivas andesíticas y basálticas: piroclastitas     |  |
|  Efusivas andesíticas-basálticas                                |  Piroclastitas acidas, epiclastitas volcánicas (tobas |  |
|  Piroclastitas acidas, epiclastitas volcánicas, tobas ardientes |  Efusivas basálticas color café)                      |  |
- y fundidas; efusivas andesíticas

FUENTE: Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

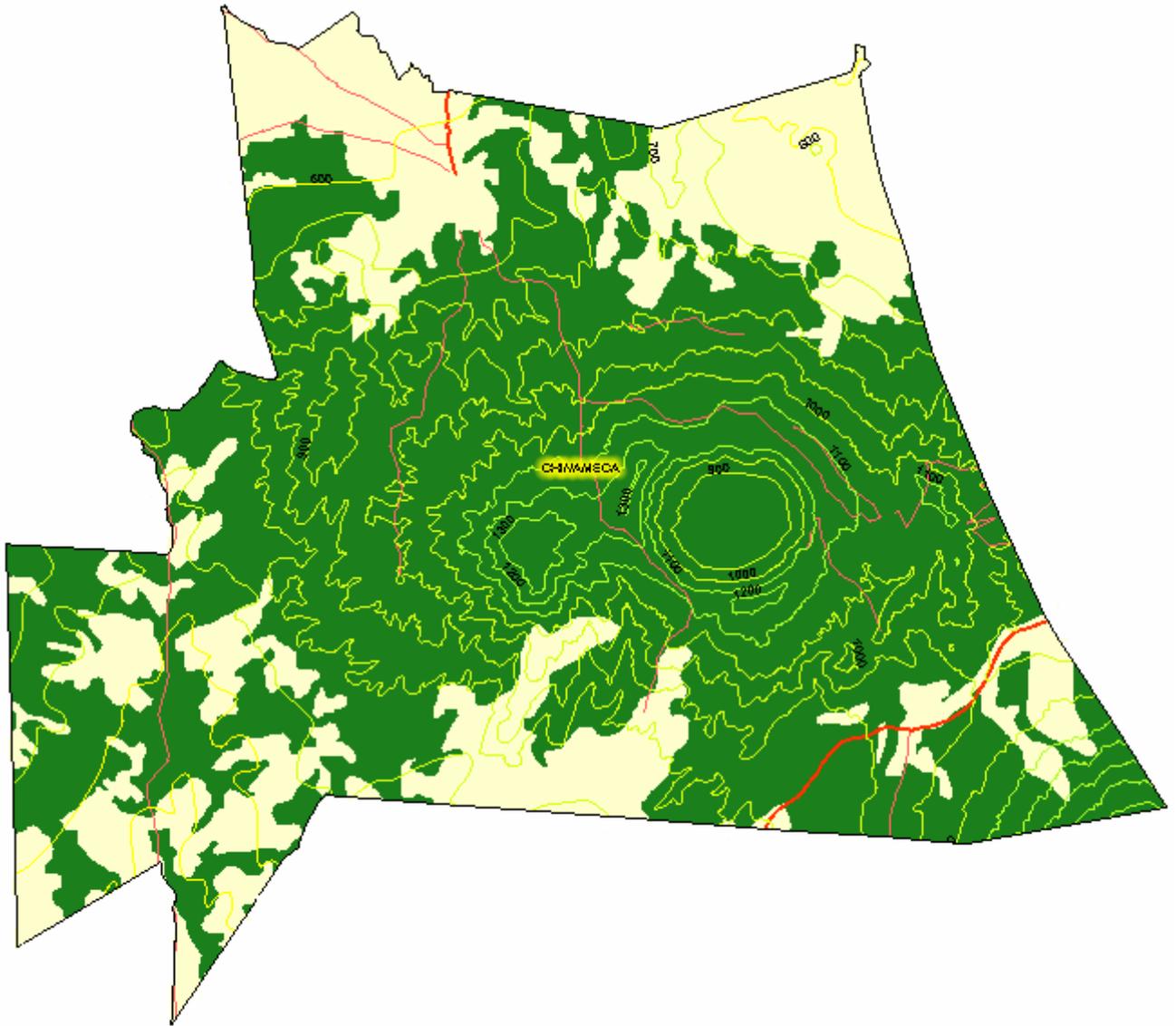
CARACTERIZACION DE MOVIMIENTOS DE LADERA Y PROPUESTAS DE MEDIDAS DE ESTABILIZACION EN LOS CANTONES SAN ANTONIO, JOCOTE DULCE Y EL BOQUERON DEL MUNICIPIO DE CHINAMECA



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.,

# MAPA VEGETACION

ANEXO E-5



Cuerpos_agua	Red vial primaria	Red vial secundaria	agua	Ríos
CLASIFICACION				
Zonas de cultivo o mezclas de sistemas productivos	Zonas de cultivo permanente			

FUENTE: Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

CARACTERIZACION DE MOVIMIENTOS DE LADERA Y PROPUESTAS DE MEDIDAS DE ESTABILIZACION EN LOS CANTONES SAN ANTONIO, JOCOTE DULCE Y EL BOQUERON DEL MUNICIPIO DE CHINAMECA



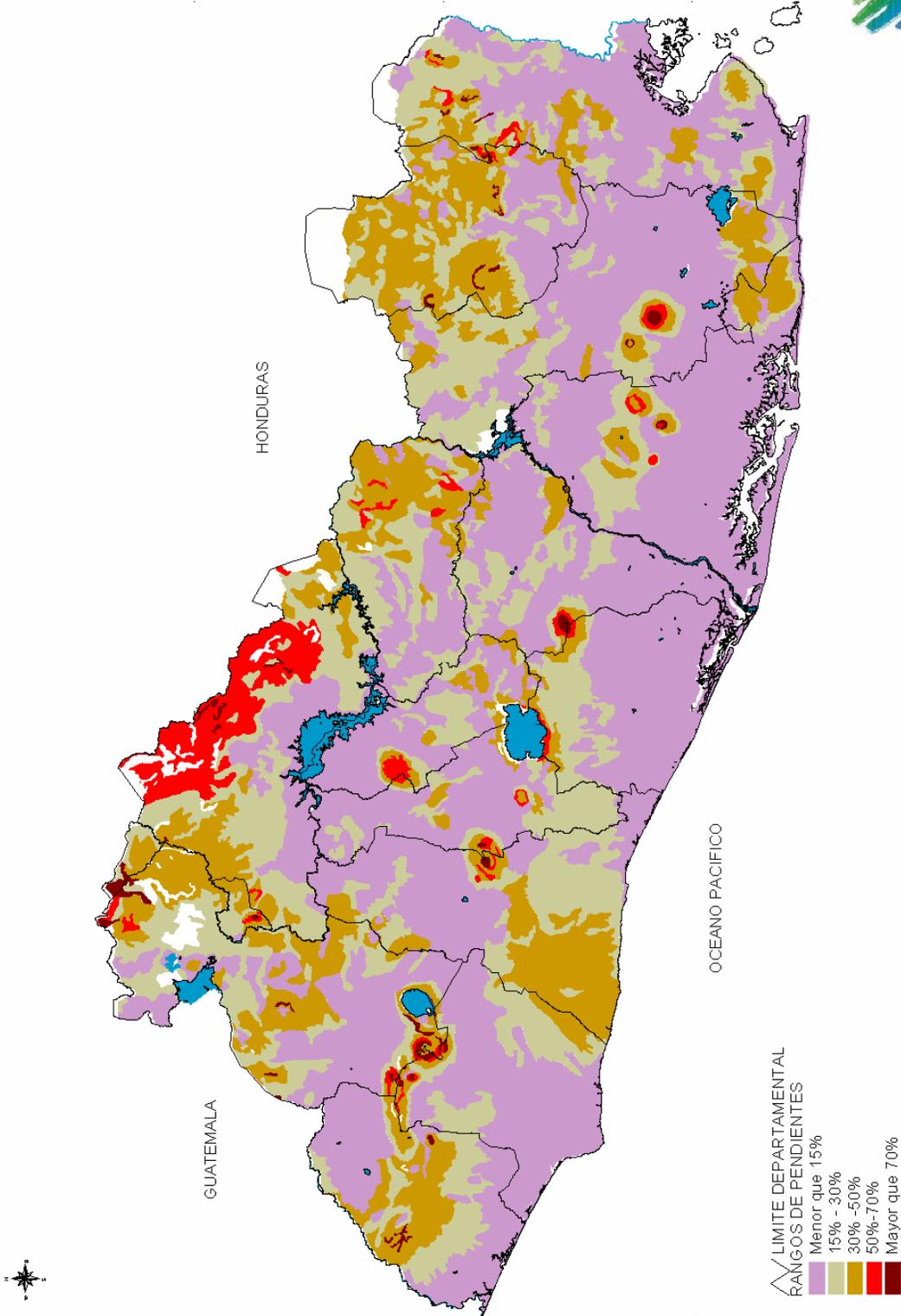
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.,

# MAPA DE RANGOS DE PENDIENTES ES

ANEXO-6



Ministerio de  
Medio Ambiente y  
Recursos Naturales



FUENTE Ministerio de  
Medio Ambiente y Recursos  
Naturales.

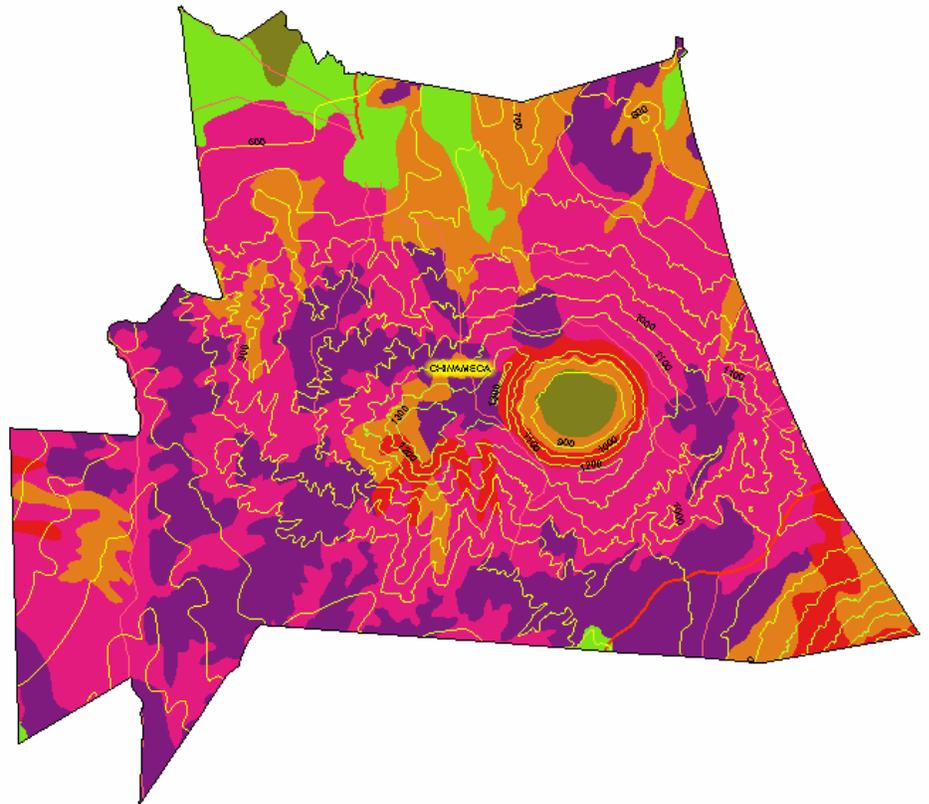
CARACTERIZACION DE MOVIMIENTOS DE LADERA Y  
PROPUESTAS DE MEDIDAS DE ESTABILIZACION EN  
LOS CANTONES SAN ANTONIO, JOCOTE DULCE Y EL  
BOQUERON DEL MUNICIPIO DE CHINAMECA



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.,

# MAPA AGROLOGICO

Los parámetros seguidos en la determinación de estas clases es la sugerida por el USDA (United Department of Agriculture) la cual se basa en el porcentaje de pendiente, profundidad efectiva, y susceptibilidad de las tierras entre otras, la determinación y esquematización del mapa fue diseñada por el Ing. Angel Rico Naves, experto nacional en suelos, y por la Dirección General de Recursos Naturales (DGRNR-MAG). La digitalización de este mapa fue realizada por el Proyecto "Agricultura Sostenible en Zonas Laderas. CENTA/FAO HOLANDA". CENTA 1997



	Cuerpos_agua		Red vial primaria		Red vial secundaria		agua		Ríos		
<b>CLASIFICACION</b>											
	Clase II		Clase III		Clase IV		Clase VI		Clase VII		Clase VIII

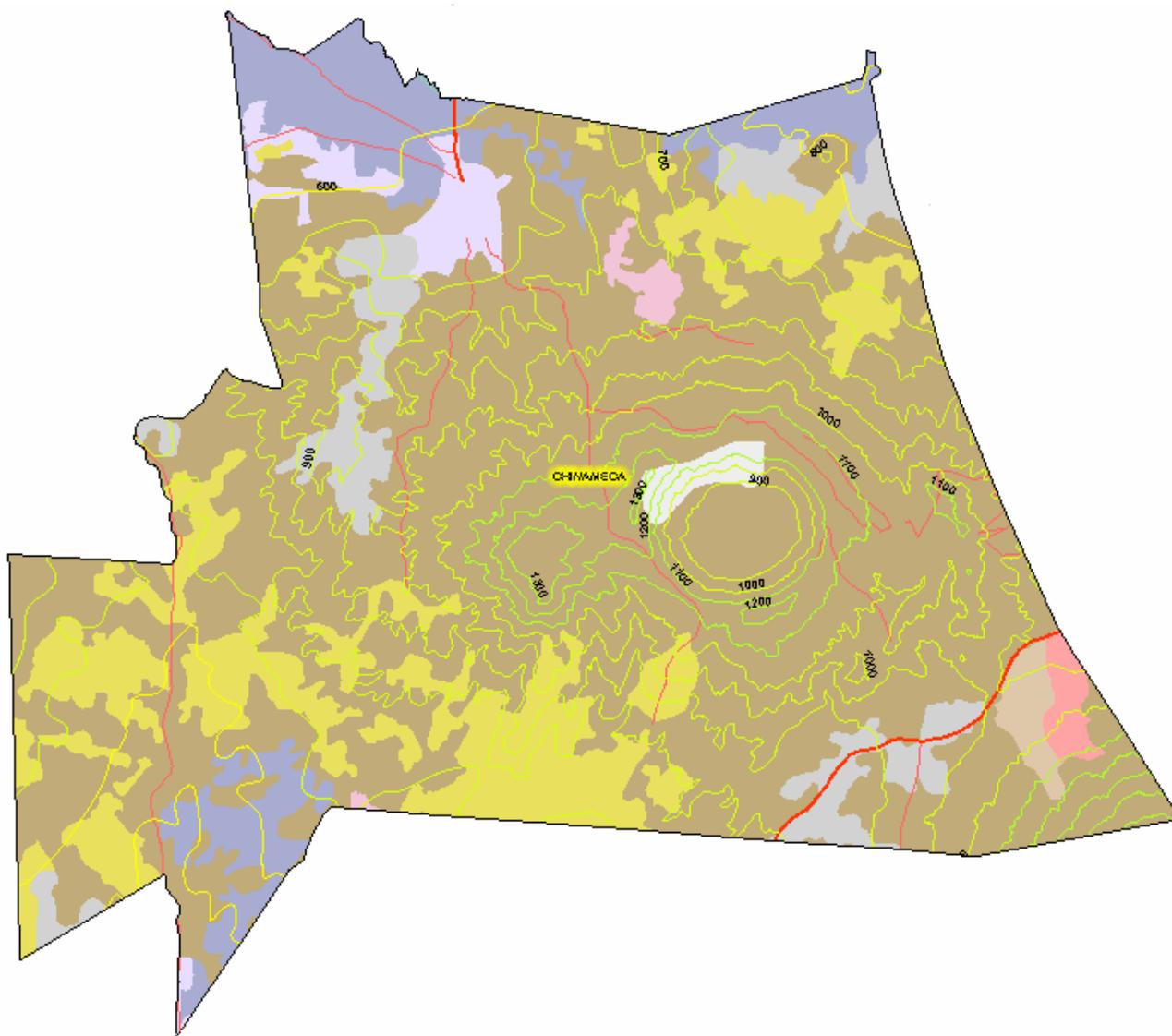
FUENTE: Ministerio de Medio Ambiente y recursos naturales.

CARACTERIZACION DE MOVIMIENTOS DE LADERA Y PROPUESTAS DE MEDIDAS DE ESTABILIZACION EN LOS CANTONES SAN ANTONIO, JOCOTE DULCE Y EL BOQUERON DEL MUNICIPIO DE CHINAMECA



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ..

MAPA USO DEL SUELO



	Cuerpos_agua		Red vial primaria		Red vial secundaria		agua		Ríos
OCUPACION									
	Árboles frutales		Café		Cultivos anuales asociados con cultivos permanentes				
	Espacios con vegetación es		Granos básicos		Mosaico de cultivos y pastos				
	Pastos naturales		Plantaciones de bosques monoespecificos						
	Rocosisidad lavas		Tejido urbano continuo			Tejido urbano discontinuo			
	Terrenos principalmente agrícola pero con importante espacio de vegetación natural								

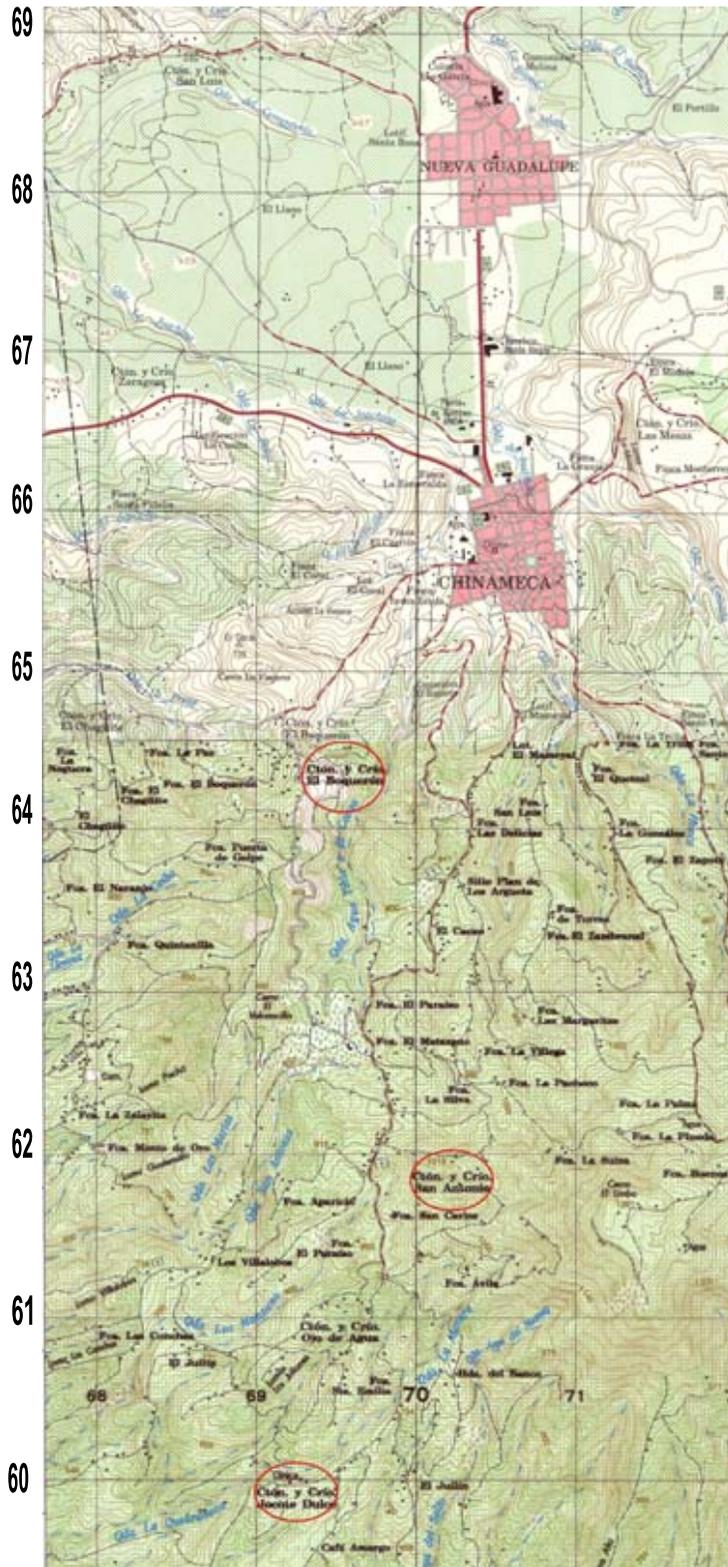
FUENTE: Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

CARACTERIZACION DE MOVIMIENTOS DE LADERA Y PROPUESTAS DE MEDIDAS DE ESTABILIZACION EN LOS CANTONES SAN ANTONIO, JOCOTE DULCE Y EL BOQUERON DEL MUNICIPIO DE CHINAMECA



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.,

MAPA TOPOGRAFICO



SIGNOS CONVENCIONALES

AUTOPISTA, CARRETERA PAVIMENTADA, DOS O MÁS VÍAS CON SEPARADOR	
CARRETERA PAVIMENTADA, DOS O MÁS VÍAS	
CARRETERA SIN PAVIMENTAR, DOS O MÁS VÍAS, TRANSITABLE TODO EL AÑO	
CARRETERA SIN PAVIMENTAR, ANGOSTA, TRANSITABLE TODO EL AÑO	
CARRETERA SIN PAVIMENTAR, ANGOSTA, TRANSITABLE EN TIEMPO SECO	
CAMINO DE HERRADURA O HUELLA	
PUENTE, BÓVEDA EN CARRETERA	
TÚNEL EN CARRETERA	
VÍA FERROVIARIA	
PUENTE FERROVIARIO	
TÚNEL FERROVIARIO	
LÍNEA ELÉCTRICA DE ALTA TENSIÓN	
PUNTO DE NIVELACIÓN	
VÉRTICE GEODÉSICO	
CURVAS DE NIVEL	
DEPRESIONES	
ALTITUD NO COMPROBADA, PUNTO NO IDENTIFICABLE	
LÍMITE INTERNACIONAL	
LÍMITE DEPARTAMENTAL	
LÍMITE MUNICIPAL	
HITO DE LÍMITE, TANQUE	
ÁREA URBANIZADA	
NÚCLEO DE POBLACIÓN	
IGLESIA, ESCUELA	
CEMENTERIO	
CAMPO DEPORTIVO	
PLANTACIONES: PERMANENTE, TEMPORAL	
MATORRALES: DENSO, RALO	
ARBOLEDA, MANGLE	
COCAL, ARENA	
LAVA, SALINA	

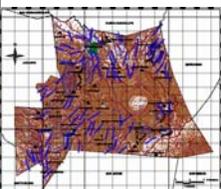
FUENTE: Centro Nacional de Registro.

Cuadrante 2556 III

CARACTERIZACION DE MOVIMIENTOS DE LADERA Y PROPUESTAS DE MEDIDAS DE ESTABILIZACION EN LOS CANTONES SAN ANTONIO, JOCOTE DULCE Y EL BOQUERON DEL MUNICIPIO DE CHINAMECA



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.,

UES. FMO	<b>FICHA PARA RECOLECCION DE DATOS DE CAMPO</b>	CHINAMECA
	Lugar Visitado:  Coordenadas:	

C A R Á C T E R I S T I C A S  G E O L O G I C A S  H I D R O L O G I C A S  Y  M O R F O L O G I C A S	<p><b>GEOLOGIA GENERAL</b></p>
<p><i>Tipo de material:</i></p>	
<p>Roca <input type="checkbox"/>      Residuo <input type="checkbox"/>      Suelo <input type="checkbox"/></p>	
<p>Tipo de roca:</p>	
<p>Roca Volcánica <input type="checkbox"/></p>	
<p>-Flujo de lava <input type="checkbox"/> _____</p>	
<p>-Piroclásticos <input type="checkbox"/> _____</p>	
<p>-Otras <input type="checkbox"/> _____</p>	
<p><i>Grado de alteración del material:</i></p>	
<p>Roca sana <input type="checkbox"/> _____</p>	
<p>Roca sana (discont. meteorizadas) <input type="checkbox"/> _____</p>	
<p>Roca alterada <input type="checkbox"/> _____</p>	
<p>Bastante meteorizada (fracturable con las manos) <input type="checkbox"/> _____</p>	
<p>Muy alterada (pero aun con textura de roca) <input type="checkbox"/> _____</p>	
<p>Suelo residual <input type="checkbox"/> _____</p>	
<p><i>Erosión:</i></p>	
<p>Perceptible <input type="checkbox"/></p>	
<p>    En las pendientes de la ladera <input type="checkbox"/></p>	
<p>    En los márgenes de la ladera <input type="checkbox"/></p>	
<p>No perceptible <input type="checkbox"/></p>	
<p><i>Tipo de discontinuidades:</i></p>	
<p>Fallas <input type="checkbox"/>      Grietas <input type="checkbox"/>      Pliegues <input type="checkbox"/></p>	

C  
A  
R  
A  
C  
T  
E  
R  
I  
S  
T  
I  
C  
A  
S  
  
G  
E  
O  
L  
O  
G  
I  
C  
A  
S  
  
H  
I  
D  
R  
O  
L  
O  
G  
I  
C  
A  
S  
  
Y  
  
M  
O  
R  
F  
O  
L  
O  
G  
I  
C  
A  
S

**MORFOLOGIA**

*Tipo de relieve:*

Descripción

---

---

---

*Uso del suelo:*

Agricultura       Ganadería       Otros

*Forma de la ladera:*

Cóncava       Convexa       Plana       Combinada

*Pendiente media de la ladera:*

---

**HIDROLOGIA**

*Humedad:*

Seco       Húmedo       Mojado       Muy mojado

*Agua superficial:*

Quebradas       Riachuelos       Nacimientos

Características de la infiltración del lugar:

---

---

---

---

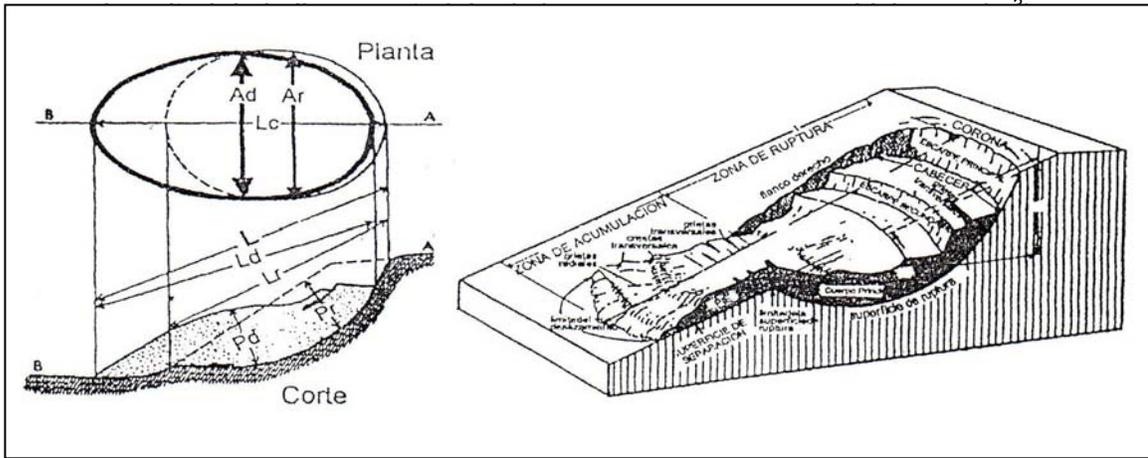
---

---

C  
A  
R  
A  
C  
T  
E  
R  
I  
S  
T  
I  
C  
A  
S  
  
D  
E  
L  
  
M  
O  
V  
I  
M  
I  
E  
N  
T  
O  
  
D  
E  
  
L  
A  
D  
E  
R  
A

**PARAMETROS GEOMETRICOS**

	Superficie de ruptura:	Masa desplazada:
Longitud (m):	Lr:	Ld:
Ancho (m):	Pr:	Ad:
Profundidad (m):	Ar:	Pd:
Longitud Total, L (m):		Superficie (Ha):



**ESTADO DE ACTIVIDAD**

- Activo
- Reactivo
- Suspendido
- Inactivo
- Reposo
- Estabilizado

**GRADO DE ESTABILIDAD**

- Activo
- Estable
- Latente
- Equilibrio estricto
- Equilibrio critico

<b>C A R A C T E R I S T I C A S  D E L  M O V I M I E N T O  D E  L A D E R A</b>	<b>ESTILO DEL MOVIMIENTO</b>	
	Complejo	<input type="checkbox"/>
	Compuesto	<input type="checkbox"/>
	Múltiple	<input type="checkbox"/>
	Sucesivo	<input type="checkbox"/>
	Sencillo	<input type="checkbox"/>
	<b>SECUENCIA DE REPETICION DEL MOVIMIENTO</b>	
Progresivo	<input type="checkbox"/>	
Retrogresivo	<input type="checkbox"/>	
Ampliándose	<input type="checkbox"/>	
Alargándose	<input type="checkbox"/>	
Confinado	<input type="checkbox"/>	
Disminuyendo	<input type="checkbox"/>	
Moviéndose	<input type="checkbox"/>	
<b>VELOCIDAD DEL MOVIMIENTO</b>		
Extremadamente rápido	<input type="checkbox"/>	
Muy rápido	<input type="checkbox"/>	
Rápido	<input type="checkbox"/>	
Moderado	<input type="checkbox"/>	
Lento	<input type="checkbox"/>	
Extremadamente lento	<input type="checkbox"/>	
<b>OBSERVACIONES</b>		

**M  
A  
P  
A  
S**

**F  
O  
T  
O  
S**

**D  
I  
B  
U  
J  
O  
S**

**ANEXO G-1**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
 FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA



PENETRACIÓN ESTÁNDAR.  
 ASTM D-1586

Obra: Análisis de Estabilidad de Laderas  
 Localización: Ladera N°1, Calle San Antonio  
 Herramienta de avance: cuchara partida  
 Herramienta de Muestreo: cuchara partida  
 Peso del golpeador: 140 lb.

Hoja N°: \_\_\_\_\_  
 Estructura: \_\_\_\_\_  
 Fecha: 01-10-05  
 Sondeo N°: 1  
 Elevación brocal: 30cm  
 Operador: Emiliano Espinoza  
 Supervisor: \_\_\_\_\_

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				RECOBRO (Cm.)	HUMEDAD %	CLASIFICACION
	20 Cm.	15 Cm.	15 Cm.	"N"			
0.00-0.50	1	2	12	14	9.0	56	Arena con cascajo
0.50-1.00	16	7	8	15	14.0	33	Limo con cascajo
1.00-1.50	20	23	27	50	38.0	36	Arena limosa color café
1.50-2.00	38	31	50	81	34.0	24	Arena limosa color café

Observaciones:

El talud analizado esta específicamente en las siguientes coordenadas geográficas: N 13°29' 37.5'' WO 88° 21'15.3'

**ANEXO G-1**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
 FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA



PENETRACIÓN ESTÁNDAR.  
 ASTM D-1586

Obra: Análisis de Estabilidad de Laderas  
 Localización: Ladera N°2 Calle Jocote Dulce  
 Herramienta de avance: cuchara partida  
 Herramienta de Muestreo: cuchara partida  
 Peso del golpeador: 140 lb.

Hoja N°: \_\_\_\_\_  
 Estructura: \_\_\_\_\_  
 Fecha: 01-10-05  
 Sondeo N°: 2  
 Elevación brocal: \_\_\_\_\_  
 Operador: Emiliano Espinoza  
 Supervisor: \_\_\_\_\_

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACION				RECOBRO (Cm.)	HUMEDAD %	CLASIFICACION
	20 Cm.	15 Cm.	15 Cm.	"N"			
0.00-0.50	8	6	6	12	33.0	34	Cascajo color café
0.50-1.00	9	18	15	33	36	34	Ceniza volcánica, cascajo café
1.00-1.50	22	17	22	39	34	32	Cascajo
1.50-2.00	31	24	16	40	34	22	Cascajo gris-negro
2.00-2.50	28	12	18	30	35	27	Limo, Arena
2.50-3.00	27	18	24	42	44	27	Cascajo color café

Observaciones:

El talud analizado esta especificamente en las siguientes coordenadas geográficas: N 13°28' 7.4" WO 88° 21'22.1"

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DESCRIPCION VISUAL MANUAL DE LOS SUELOS (ASTM D-2488)

IDENTIFICACION



Lugar:	Ladera N°3, Cantón El Boquerón, Municipio de Chinameca, Depto. de San Miguel
Fecha:	
Descripción:	

**Muestra N° 1: Profundidad: 20 cm.**

ENSAYO.	PARÁMETRO.	SÍMBOLO.	IDENTIFICACIÓN.
COLOR.	Amarillo a café amarillento	AC	Contenido de hierro o hierro hidratado
FORMA.	No aplica	-	-
SEDIMENTACIÓN.	Un minuto	UM	Limo
SACUDIMIENTO.	Reacción rápida	RR	Limo inorgánico, polvo de roca, arena muy fina
ROTURA.			
PLASTICIDAD.	Cilindro moderada tenacidad	CM	Suelo de plasticidad media
OLOR.	Mal olor	MO	Suelo orgánico
BRILLO.	Superficie mate	SM	Limo, arcilla de baja plasticidad
SONIDO.	Chasquido	CH	Arena fina

**Muestra N° 2 : Profundidad: 40 cm.**

ENSAYO.	PARÁMETRO.	SÍMBOLO.	IDENTIFICACIÓN.
COLOR.	Amarillo a café amarillento	AC	Contenido de hierro o hierro hidratado
FORMA.	No aplica	-	-
SEDIMENTACIÓN.	Un minuto	UM	Limo
SACUDIMIENTO.	Reacción rápida	RR	Limo inorgánico, polvo de roca, arena muy fina
ROTURA.	Alta	A	Arcilla inorgánica (altamente plástica)
PLASTICIDAD.	Cilindro débil	CD	Suelo de baja plasticidad
OLOR.	Mal olor	MO	Suelo orgánico
BRILLO.	Superficie mate	SM	Limo, arcilla de baja plasticidad
SONIDO.	Chasquido	CH	Arena fina

**Muestra N° 3: Profundidad: 70 cm.**

ENSAYO.	PARÁMETRO.	SÍMBOLO.	IDENTIFICACIÓN.
COLOR.	Rojizo a Rojo oscuro	RO	Contenido de óxidos de hierro, combinaciones químicas de hierro.
FORMA.	No aplica	-	-
SEDIMENTACIÓN.	Un minuto	UM	Limo
SACUDIMIENTO.	Reacción rápida	RR	Limo inorgánico, polvo de roca, arena muy fina
ROTURA.	Alta	A	Arcilla inorgánica (altamente plástica)
PLASTICIDAD.	Cilindro débil	CD	Suelo de baja plasticidad
OLOR.		Sin olor	
BRILLO.	Superficie mate	SM	Limo, arcilla de baja plasticidad
SONIDO.	Chasquido	CH	Arena fina

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

**ANEXO G-2**

DESCRIPCION VISUAL MANUAL DE LOS SUELOS (ASTM D-2488)



**IDENTIFICACION**

Lugar:	Ladera N°1, Cantón San Antonio, Municipio de Chinameca, Depto. de San Miguel
Fecha:	
Descripción:	

**Muestra N° 1: Profundidad: 50 cm.**

ENSAYO.	PARÁMETRO.	SÍMBOLO.	IDENTIFICACIÓN.
COLOR.	Rojizo a Rojo oscuro	RO	Contenido de óxidos de hierro, combinaciones químicas de hierro.
FORMA.	No aplica	-	-
SEDIMENTACIÓN.	Una hora	UH	Arcilla
SACUDIMIENTO.	Reacción lenta	RL	Limo, arcilla limosa
ROTURA.	Alta	A	Arcilla inorgánica (altamente plástica)
PLASTICIDAD.	Cilindro moderada tenacidad	CM	Suelo de plasticidad media
OLOR.	Mal olor	MO	Suelo orgánico
BRILLO.	Superficie brillante	SB	Arcilla muy plástica
SONIDO.	Sin Chasquido	SCH	Contenido de óxidos de hierro, combinaciones químicas de hierro.

**Muestra N° 2 : Profundidad: 1.0 m.**

ENSAYO.	PARÁMETRO.	SÍMBOLO.	IDENTIFICACIÓN.
COLOR.	Café oscuro a negro	ON	Suelo con alto contenido de orgánicos
FORMA.		-	-
SEDIMENTACIÓN.	1 Hora o más	UH	Arcilla
SACUDIMIENTO.	Reacción rápida	RR	Limo inorgánico, polvo de roca, arena muy fina
ROTURA.			
PLASTICIDAD.	Cilindro moderada tenacidad	CM	Suelo de plasticidad media
OLOR.	Sin Olor		
BRILLO.	Superficie mate	SM	Limo, arcilla de baja plasticidad
SONIDO.	Chasquido	CH	Arena fina

**Muestra N° 3: Profundidad: 1.5 m.**

ENSAYO.	PARÁMETRO.	SÍMBOLO.	IDENTIFICACIÓN.
COLOR.	Café oscuro a negro	ON	Suelo con alto contenido de orgánicos
FORMA.		-	-
SEDIMENTACIÓN.	1 Hora o más	UH	Arcilla
SACUDIMIENTO.	Reacción rápida	RR	Limo inorgánico, polvo de roca, arena muy fina
ROTURA.			
PLASTICIDAD.	Cilindro moderada tenacidad	CM	Suelo de plasticidad media
OLOR.	Sin Olor		
BRILLO.	Superficie mate	SM	Limo, arcilla de baja plasticidad
SONIDO.	Chasquido	CH	Arena fina

**ANEXO G-2**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DESCRIPCION VISUAL MANUAL DE LOS SUELOS (ASTM D-2488)

**IDENTIFICACION**

Lugar:	Ladera N°1, Cantón San Antonio, Municipio de Chinameca, Depto. de San Miguel
Fecha:	
Descripción:	

**Muestra N° 4: Profundidad: 2.0 m.**

ENSAYO.	PARÁMETRO.	SÍMBOLO.	IDENTIFICACIÓN.
COLOR.	Rojizo a rojo oscuro	RO	Contenido de óxido de hierro, combinaciones químicas de hierro
FORMA.		-	-
SEDIMENTACIÓN.	1 Hora o más	UH	Arcilla
SACUDIMIENTO.	Reacción rápida	RR	Limo inorgánico, polvo de roca, arena muy fina
ROTURA.			
PLASTICIDAD.	Cilindro débil	CD	Suelo de baja plasticidad
OLOR.	Sin Olor		
BRILLO.	Superficie mate	SM	Limo, arcilla de baja plasticidad
SONIDO.	Chasquido	CH	Arena fina

**ANEXO G-2**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
 FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA



DESCRIPCION VISUAL MANUAL DE LOS SUELOS (ASTM D-2488)

**IDENTIFICACION**

Lugar:	Ladera N°2, Cantón Jocote Dulce, Municipio de Chinameca, Depto. de San Miguel
Fecha:	
Descripción:	

**Muestra N° 1: Profundidad: 50 cm.**

ENSAYO.	PARÁMETRO.	SÍMBOLO.	IDENTIFICACIÓN.
COLOR.	Café oscuro a negro	RO	Suelo con alto contenido de orgánicos
FORMA.	Angular	-	Lentejas, piedra volcánica, chispa.
SEDIMENTACIÓN.	1 Hora o más	UH	Arcilla
SACUDIMIENTO.	Reacción rápida	RL	Limo inorgánico, polvo de roca, arena muy fina
ROTURA.		A	
PLASTICIDAD.	Cilindro débil	CM	Suelo de baja plasticidad
OLOR.	Mal Olor	MO	Suelos orgánicos
BRILLO.	Superficie mate	SB	Limo, arcilla de baja plasticidad
SONIDO.	Chasquido	SCH	Arena fina

**Muestra N° 2 : Profundidad: 1.0 m.**

ENSAYO.	PARÁMETRO.	SÍMBOLO.	IDENTIFICACIÓN.
COLOR.	Café oscuro a negro	ON	Suelo con alto contenido de orgánicos
FORMA.	Angular	AG	Lentejas, piedra volcánica, chispa.
SEDIMENTACIÓN.	1 Hora o más	UH	Arcilla
SACUDIMIENTO.	-	RR	-
ROTURA.	-		-
PLASTICIDAD.	-	CD	-
OLOR.	Sin Olor	MO	
BRILLO.	-	SM	-
SONIDO.	Chasquido	CH	Arena fina

**Muestra N° 3: Profundidad: 1.5 m.**

ENSAYO.	PARÁMETRO.	SÍMBOLO.	IDENTIFICACIÓN.
COLOR.	Café oscuro a negro	ON	Suelo con alto contenido de orgánicos
FORMA.	Semi-Angular	SA	Gravas
SEDIMENTACIÓN.	1 Hora o más	UH	Arcilla
SACUDIMIENTO.	Reacción rápida	RR	Limo inorgánico, polvo de roca, arena muy fina
ROTURA.			
PLASTICIDAD.	Cilindro débil	CD	Suelo de baja plasticidad
OLOR.	Sin Olor		
BRILLO.	Superficie brillante	SB	Arcilla muy plástica
SONIDO.	Chasquido	CH	Arena fina

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA



## DESCRIPCION VISUAL MANUAL DE LOS SUELOS (ASTM D-2488)

## IDENTIFICACION

Lugar:	Ladera N°2, Cantón Jocote Dulce, Municipio de Chinameca, Depto. de San Miguel
Fecha:	
Descripción:	

**Muestra N° 4: Profundidad: 2.0 m.**

ENSAYO.	PARÁMETRO.	SÍMBOLO.	IDENTIFICACIÓN.
COLOR.	Café oscuro a negro	ON	Suelo con alto contenido de orgánicos
FORMA.	Semi-Angular	SA	Gravas
SEDIMENTACIÓN.	1 Minuto	UM	Limo
SACUDIMIENTO.	Reacción rápida	RR	Limo inorgánico, polvo de roca, arena muy fina
ROTURA.			
PLASTICIDAD.	Cilindro débil	CD	Suelo de baja plasticidad
OLOR.	Sin Olor		
BRILLO.	Superficie mate	SM	Limo, arcilla de baja plasticidad
SONIDO.	Chasquido	CH	Arena fina

**Muestra N° 5 : Profundidad: 2.5 m.**

ENSAYO.	PARÁMETRO.	SÍMBOLO.	IDENTIFICACIÓN.
COLOR.	Café oscuro a negro	ON	Suelo con alto contenido de orgánicos
FORMA.	Semi-Angular	AG	Gravas
SEDIMENTACIÓN.	1 Minuto	UH	Limo
SACUDIMIENTO.	Reacción rápida	RR	Limo inorgánico, polvo de roca, arena muy fina
ROTURA.			
PLASTICIDAD.	Cilindro débil	CD	Suelo de baja plasticidad
OLOR.	Sin Olor	MO	
BRILLO.	Superficie mate	SM	Limo, arcilla de baja plasticidad
SONIDO.	Chasquido	CH	Arena fina

**Muestra N° 6: Profundidad: 3.0 m.**

ENSAYO.	PARÁMETRO.	SÍMBOLO.	IDENTIFICACIÓN.
COLOR.	Café oscuro a negro	ON	Suelo con alto contenido de orgánicos
FORMA.	Angular	AG	Lentejas, piedra volcánica, chispa.
SEDIMENTACIÓN.	1 Minuto	UM	Limo
SACUDIMIENTO.	Reacción rápida	RR	Limo inorgánico, polvo de roca, arena muy fina
ROTURA.			
PLASTICIDAD.	-	-	-
OLOR.	Sin Olor		
BRILLO.			
SONIDO.	Chasquido	CH	Arena fina

**ANEXO G-3**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA



ENSAYO DE GRANULOMETRÍA ASTM D 422

**IDENTIFICACION**

Lugar:	Ladera N°1, Cantón San Antonio, Municipio de Chinameca, Depto. de San Miguel
Fecha:	
Profundidad:	1.5 m.
Peso total de la muestra:	1,000 gr.
Tamaño máximo de la partícula:	2.15 cm.

Fracción	Peso de fracción (g)	Porcentaje de fracción(g)
G: Retenido por N° 4	114.8	11.5
S: Pasa N° 4	885.2	88.5
SUMA	1,000	100

**G: Gravas S: Arenas**

**COMPOSICION GRANULOMETRICA DE GRAVAS**

Peso Inicial: 1000 gramos.

MALLA	PESO RETENIDO (gr.)	%RETENIDO		% ACUMULADO	% ACUMULADO QUE PASA
		PARCIAL	ACUMULADO		
1 ½	-	-	-	-	100
1	-	-	-	-	100
¾	-	-	-	0	100
½	15.4	1.54	1	1	99
3/8	17.4	1.74	2	3	97
No 4	82	8.2	8	11	89
Pasa No 4	885.2	88.52	89	100	0
<i>Total</i>	<i>1000</i>	<i>100</i>	<i>100</i>		

**COMPOSICION GRANULOMETRICA DE ARENAS**

Peso Inicial: 450 gramos.

MALLA	PESO RETENIDO (gr.)	%RETENIDO		% ACUMULADO	% ACUMULADO QUE PASA	% QUE PASA (Referido a muestra total)
		PARCIAL	ACUMULADO			
N° 4				0	100	89
8	24.4	5.42	5	5	95	84
16	33.7	7.49	8	13	87	77
30	27.5	6.11	6	19	81	72
50	25.8	5.73	6	25	75	67
100	23.0	5.11	5	30	70	62
200	18.7	4.16	4	34	66	59
Pasa # 200	296.9	65.98	66	100	0	0
<i>Total</i>	<i>450</i>	<i>100</i>	<i>100</i>			

OBSERVACIONES: \_\_\_\_\_

**ANEXO G-4**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURADETERMINACION DE LA GRAVEDAD ESPECIFICA  
(ASTM D-854)

Proyecto: Análisis de Estabilidad de Laderas  
Ubicación: Ladera N°1, Calle San Antonio, Municipio de Chinameca, San Miguel

Reporte N° \_\_\_\_\_  
Hoja N° \_\_\_\_\_  
Fecha: \_\_\_\_\_  
Laboratorista: \_\_\_\_\_

Descripción		Unidad	Muestra No. 1	Muestra No. 2
Matraz N°			2	4
Capacidad del matraz		ml	500	500
Peso del matraz	Wf	gr.	179.3	176
Peso del matraz+agua	Wfa	gr.	332.7	340.2
Peso del matraz+agua+muestra	Wma	gr.	413.1	420.2
Peso del suelo	Wm	gr.	80.4	80.0
Peso del matraz+agua+suelo		gr.	724	721.1
Aforado	Wfam			
Temperatura del ensayo	°C	°C	26.5	27
Peso de matraz + agua		gr.	677.75-85	674.8
(Tomado de carta de calibración)	Wfa			
Gravedad Especifica referida a temperatura de ensayo	Gs		2.35	2.37
Gravedad Especifica referida a temperatura de 20°C (Gs 20)	Gs20		2.34	2.36

Observaciones:

---

---

**ANEXO G-4**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DETERMINACION DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA  
(ASTM D-854)



Proyecto: Análisis de Estabilidad de Laderas  
Ubicación: Ladera N°3, Calle a Boquerón, Municipio de Chinameca, San Miguel

Reporte N° \_\_\_\_\_  
Hoja N° \_\_\_\_\_  
Fecha: \_\_\_\_\_  
Laboralista: \_\_\_\_\_

Descripción		Unidad	Muestra No. 1	Muestra No. 2
Matraz N°			M6	A1
Capacidad del matraz		ml	500	500
Peso del matraz	Wf	gr.	191.1	171.6
Peso del matraz+agua	Wfa	gr.	377.1	355.2
Peso del matraz+agua+muestra	Wma	gr.	455.9	435.3
Peso del suelo	Wm	gr.	78.8	80.1
Peso del matraz+agua+suelo		gr.	711.5	715.5
Aforado	Wfam			
Temperatura del ensayo	°C	° C	27.5	28
Peso de matraz + agua		gr.	665.8	669.8
(Tomado de carta de calibración)	Wfa			
Gravedad Especifica referida a temperatura de ensayo	Gs		2.38	2.33
Gravedad Especifica referida a temperatura de 20°C (Gs 20)	Gs20		2.38	2.32

**ANEXO G-4**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
 FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DETERMINACION DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA  
 (ASTM D-854)



Proyecto: Análisis de Estabilidad de Laderas  
 Ubicación: Ladera N°2, Calle a Jocote Dulce, Municipio de Chinameca, San Miguel

Reporte N° \_\_\_\_\_

Hoja N° \_\_\_\_\_

Fecha: \_\_\_\_\_

Laboratorista: \_\_\_\_\_

Descripción		Unidad	Muestra No. 1	Muestra No. 2
Matraz N°			X1	22
Capacidad del matraz		ml	500	500
Peso del matraz	Wf	gr.	186.8	178.7
Peso del matraz+agua	Wfa	gr.	448.5	447.10
Peso del matraz+agua+muestra	Wma	gr.	543.5	542.9
Peso del suelo	Wm	gr.	95	95.8
Peso del matraz+agua+suelo		gr.	741.4	733.85
Aforado	Wfam			
Temperatura del ensayo	°C	° C	29.75	29.5
Peso de matraz + agua		gr.	685.8	677.0
(Tomado de carta de calibración)	Wfa			
Gravedad Especifica referida a temperatura de ensayo	Gs		2.41	2.46
Gravedad Especifica referida a temperatura de 20°C (Gs 20)	Gs20		2.4	2.45

**ANEXO G-5**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
 FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
 LIMITES DE CONSISTENCIA E INDICES (ASTM D-4318)

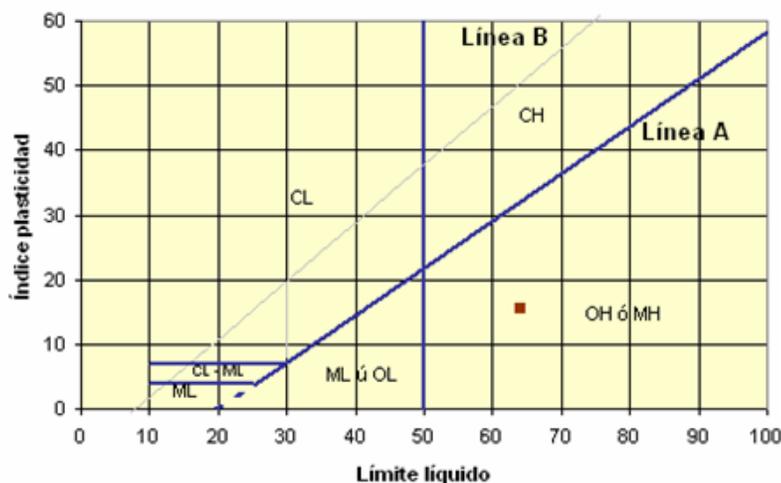


**IDENTIFICACION**

Lugar:	Ladera N° 3, Cantón El Boquerón, Municipio de Chinameca, depto. de San Miguel
Fecha:	28 de Agosto de 2005
Descripción:	Limo-arenoso

	LIMITE LÍQUIDO			LIMITE PLÁSTICO	
	1	2	3	1	2
Ensayo					
No. De golpes	19	23	32		
Recipiente No.	6	10	12	5	2
Peso de suelo húmedo y tara	35.03	35.85	36.63	23.65	29.63
Peso de suelo seco y tara	32.84	33.3	34.22	22.05	26.40
Tara	29.69	29.45	30.06	18.80	19.70
Peso de agua	5.21	2.55	2.41	1.60	3.23
Peso de suelo seco	3.15	3.85	4.16	3.25	6.70
Contenido de agua %	70	66	58	49	48
Limites	LL(N=25): 64.17			LP:48.72%	

**Carta de Plasticidad del SUCS**



Determinación de Índice de Plasticidad (IP)

$IP = LL - LP$

$IP = 15.45\%$

Clasificación del suelo según la SUCS: MH

## ANEXO G-5

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA



LIMITES DE CONSISTENCIA E INDICES (ASTM D-4318)

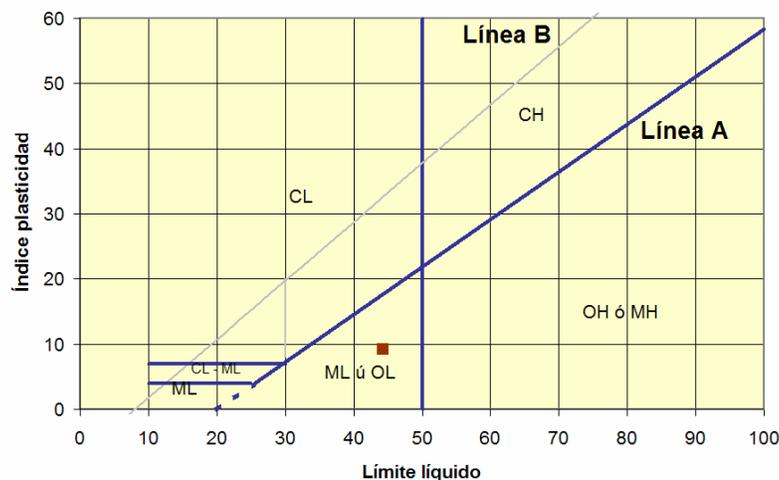
### IDENTIFICACION

Lugar:	Ladera N° 1, Cantón San Antonio, Municipio de Chinameca, depto. de San Miguel
Fecha:	28 de Agosto de 2005
Descripción:	Limo baja plasticidad con arena

Ensayo	LIMITE LÍQUIDO			LIMITE PLASTICO	
	1	2	3	1	2
No. De golpes	17	23	28		
Recipiente No.	1	2	11	3	4
Peso de suelo húmedo y tara	25.7	25.58	37.6	25.84	25.84
Peso de suelo seco y tara	23.8	23.75	35.15	24.26	24.22
Tara	19.7	19.7	29.52	19.71	19.67
Peso de agua	1.90	1.83	2.55	1.58	1.62
Peso de suelo seco	4.10	4.05	5.63	4.55	4.55
Contenido de agua %	46	45	44	35	36
Limites	LL(N=25): 44.29%			LP: 35.16%	

### Carta de Plasticidad del SUCS

#### Ábaco de Casagrande



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

LIMITES DE CONTRACCION DE SUELO POR METODO DE MERCURIO  
(ASTM D-427-98)

**ANEXO G-5**



<b>Lugar:</b>	Ladera N° 1, Cantón San Antonio, Municipio de Chinameca, depto. de San Miguel
<b>Fecha:</b>	28 de Agosto de 2005
<b>Descripción:</b>	Limo baja plasticidad con arena

ENSAYO No.		1	2
Recipiente N°		1	2
Peso del recipiente de contracción.	Wrc	12.05	14.44
Peso del recipiente de contracción + mercurio	Wrc + m	198.76	199.6
Peso del mercurio en el recipiente de contracción	Wm	186.71	185.16
Volumen del mercurio en el recipiente de contracción	Vm	13.8	13.69
Peso del recipiente de contracción + suelo húmedo	Wrc + sh	36.24	38
Peso del recipiente de contracción + suelo seco	Wrc + ss	28.35	30.3
% de humedad	W %	48	51
Peso capsula de cristalización	Wcc	53.1	53.1
Peso capsula de cristalización + mercurio	Wcc + m	514.1	514.1
Peso capsula de cristalización + mercurio después de introducir la pastilla de suelo. (Wcc + m) desp.		365.7	370.4
Peso desplazado de mercurio por pastilla de suelo	Wmd	148.4	143.7
Volumen de pastilla seca	Vps	10.97	10.62
Variación de volumen	ΔV	2.83	3.07
Limite de contracción	Lc	30.64	31.64

Observaciones

---



---

**ANEXO G-5**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

LIMITES DE CONTRACCION DE SUELO POR METODO DE MERCURIO  
(ASTM D-427-98)



<b>Lugar:</b>	Ladera N° 3, Cantón El Boquerón, Municipio de Chinameca, depto. de San Miguel
<b>Fecha:</b>	28 de Agosto de 2005
<b>Descripción:</b>	Limo-arenoso

ENSAYO No.	1	2
Recipiente N°	3	4
Peso del recipiente de contracción.	Wrc 17.32	13.86
Peso del recipiente de contracción + mercurio	Wrc + m 145.20	198.93
Peso del mercurio en el recipiente de contracción	Wm 127.88	185.07
Volumen del mercurio en el recipiente de contracción	Vm 9.45	13.68
Peso del recipiente de contracción + suelo húmedo	Wrc + sh 32.45	35.45
Peso del recipiente de contracción + suelo seco	Wrc + ss 26.41	26.8
% de humedad	W % 66	67
Peso capsula de cristalización	Wcc 53.19	53.19
Peso capsula de cristalización + mercurio	Wcc + m 516.7	516.7
Peso capsula de cristalización + mercurio después de introducir la pastilla de suelo.	440.09	406.8
	(Wcc + m) desp.	
Peso desplazado de mercurio por pastilla de suelo	Wmd 76.61	109.90
Volumen de pastilla seca	Vps 5.66	8.12
Variación de volumen	ΔV 3.79	5.56
Limite de contracción	Lc 24.3	24.03

Observaciones

---



---

**ANEXO G-6**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA



PRUEBA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL ASTM D 2850-87

ENSAYO N°1 Ladera N° 3

DESCRIPCION: Probeta N° 1

Corona de la Ladera

Kanillo de carga: 0.15625 kg/U

Kdeformimetro: 0.01 kg/U

Velocidad de carga: 1mm/min

$\sigma_3 = 0.50 \text{ kg/cm}^2$

DATOS INICIALES:

Ds= 5.14cm.

As=20.75 cm<sup>2</sup>

W<sub>m</sub>= 399.9gr.

Dc= 5.17cm.

Ac=21.02cm<sup>2</sup>

V<sub>m</sub>=2286.89 cm<sup>3</sup>

$\gamma_s = 2.35\text{gr/cm}^3$

Di= 4.86 cm.

Ai=18.55 cm<sup>2</sup>

w%= 39%

TIEMPO (SEG)	ANILLO CARGA	CARGA (Kg.)	MICROM. (u)	DEFORM. AXIAL (mm)	DEFORM. UNITARIA (ε)	1-ε	AREA CORREGIDA (Cm.)	ESFUERZO DESVIADOR (Kg./Cm)
30	49	7.66	36	0.36	0.00	1.00	20.63	0.37
60	72	11.25	82	0.82	0.01	0.99	20.72	0.54
90	91	14.22	128	1.28	0.01	0.99	20.80	0.68
120	108	16.88	175	1.75	0.02	0.98	20.89	0.81
150	120	18.75	223	2.23	0.02	0.98	20.98	0.89
180	131	20.47	271	2.71	0.02	0.98	21.08	0.97
210	140	21.88	319	3.19	0.03	0.97	21.17	1.03
240	148	23.13	367	3.67	0.03	0.97	21.27	1.09
270	155	24.22	417	4.17	0.04	0.96	21.36	1.13
300	162	25.31	466	4.66	0.04	0.96	21.46	1.18
330	170	26.56	515	5.15	0.05	0.95	21.56	1.23
360	174	27.19	565	5.65	0.05	0.95	21.66	1.25
390	179	27.97	615	6.15	0.06	0.94	21.77	1.28
420	183	28.59	663	6.63	0.06	0.94	21.87	1.31
450	188	29.38	713	7.13	0.06	0.94	21.97	1.34
480	190	29.69	763	7.63	0.07	0.93	22.08	1.34
510	192	30.00	814	8.14	0.07	0.93	22.19	1.35
540	195	30.47	864	8.64	0.08	0.92	22.30	1.37
570	197	30.78	915	9.15	0.08	0.92	2241	1.37

CLASIFICACION: \_\_\_\_\_

$\sigma_3 = 0.50 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_1 - \sigma_3 = 1.37 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_1 = 1.87 \text{ kg/cm}^2$

**ANEXO G-6**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
 FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
 PRUEBA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL ASTM D 2850-87



ENSAYO N°2 Ladera N° 3  
 DESCRIPCION: Probeta N°2  
 Corona de la Laera

Kanillo de carga: 0.15625 kg/U  
 Kdeformimetro: 0.01 kg/U  
 Vvelocidad de carga: 1mm/min  
 $\sigma_3=1.5 \text{ kg/cm}^2$

DATOS INICIALES:

Ds= 4.92 cm.      As=18.99cm<sup>2</sup>      Wm= 322.4 gr.  
 Dc= 5.04 cm.      Ac=19.95 cm<sup>2</sup>      Vm=2413.96 cm<sup>3</sup>  
 Di= 5.01 cm.      Ai=19.69 cm<sup>2</sup>       $\gamma_s = 2.35 \text{ gr/cm}^3$   
 w%= 38%

TIEMPO (SEG)	ANILLO CARGA	CARGA (Kg.)	MICROM. (u)	DEFORM. AXIAL (mm)	DEFORM. UNITARIA (ε)	1-ε	AREA CORREGIDA (Cm.)	ESFUERZO DESVIADOR (Kg./Cm)
30	43	6.72	41	0.41	0.00	1.00	19.82	0.34
60	70	10.94	84	0.84	0.01	0.99	19.90	0.55
90	95	14.84	129	1.29	0.01	0.99	19.98	0.74
120	115	17.97	174	1.74	0.02	0.98	20.06	0.90
150	125	19.53	232	2.32	0.02	0.98	20.17	0.97
180	137	21.41	271	2.71	0.02	0.98	20.24	1.06
210	159	24.84	317	3.17	0.03	0.97	20.33	1.22
240	175	27.34	363	3.63	0.03	0.97	20.42	1.34
270	190	29.69	410	4.1	0.04	0.96	20.51	1.45
300	204	31.88	458	4.58	0.04	0.96	20.60	1.55
330	215	33.59	504	5.04	0.05	0.95	20.69	1.62
360	225	35.16	554	5.54	0.05	0.95	20.79	1.69
390	235	36.72	602	6.02	0.05	0.95	20.89	1.76
420	243	37.97	652	6.52	0.06	0.94	20.99	1.81
450	251	39.22	700	7	0.06	0.94	21.09	1.86
480	257	40.16	751	7.51	0.07	0.93	21.19	1.89
510	263	41.09	798	7.98	0.07	0.93	21.29	1.93
540	267	41.72	850	8.5	0.08	0.92	21.40	1.95

CLASIFICACION: \_\_\_\_\_

$\sigma_3 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$   
 $\sigma_1 - \sigma_3 = 1.95 \text{ kg/cm}^2$   
 $\sigma_1 = 3.45 \text{ kg/cm}^2$

**ANEXO G-7**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D 3080-98**

ENSAYO N°1 : Estrato N°2 Ladera N° 1

DESCRIPCION: Probeta N°1

Cuerpo de la Ladera

DATOS DE LA MUESTRA:

Lado: 10.0 cm.  
Altura: 2.93 cm.  
Área: 100.8 cm<sup>2</sup>  
Volumen: 294.8 cm<sup>3</sup>  
Peso de la muestra: 411.8 gr.  
Densidad: 1.40 gr/cm<sup>3</sup>  
Humedad de la muestra: 60.42 %

DATOS DEL ENSAYO:

Carga Normal: 20.000 Kg.  
Velocidad de corte: 1.0 mm/min.  
Esfuerzo Normal: 0.198 kg/cm<sup>2</sup>  
Cte. De anillo de carga: 0.15625 kg/u

Tiempo (seg)	Lectura del deformímetro		Desplazamiento (mm)	Fuerza de corte horizontal Kg	Esfuerzo cortante (kg/cm <sup>2</sup> )
	Carga	Horizontal			
0	0	0	0	0	0
30	67	34	0.3	10.47	0.104
60	184	62	0.6	28.75	0.285
90	259	86	0.9	40.47	0.401
120	316	106	1.1	49.38	0.490
150	360	126	1.3	56.25	0.558
180	370	150	1.5	57.81	0.574
210	350	155	1.6	54.69	0.543

**ANEXO G-7**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D D 3080-98



ENSAYO N°1 : Estrato N°2 Ladera N° 1

DESCRIPCION: Probeta N°2

Cuerpo de la Ladera

DATOS DE LA MUESTRA:

Lado: 10.1 cm.  
Altura: 2.95 cm.  
Área: 101.51 cm<sup>2</sup>  
Volumen: 299.4 cm<sup>3</sup>  
Peso de la muestra: 414.1 gr.  
Densidad: 1.38 gr/cm<sup>3</sup>  
Humedad de la muestra: 57.08 %

DATOS DEL ENSAYO:

Carga Normal: 36.000 Kg.  
Velocidad de corte: 1.0 mm/min.  
Esfuerzo Normal: 0.355 kg/cm<sup>2</sup>  
Cte. De anillo de carga: 0.15625 kg/u

Tiempo (seg)	Lectura del deformimetro		Desplazamiento (mm)	Fuerza de corte horizontal Kg	Esfuerzo cortante (kg/cm <sup>2</sup> )
	Carga	Horizontal			
0	0	0	0	0	0
30	19	24	0.2	2.97	0.029
60	109	49	0.5	17.03	0.168
90	213	76	0.8	33.28	0.328
120	306	100	1.0	47.81	0.471
150	400	132	1.3	62.5	0.616
180	466	161	1.6	72.81	0.717
210	515	193	1.9	80.47	0.793
240	525	228	2.3	82.03	0.808
270	530	253	2.5	82.81	0.816

**ANEXO G-7**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D D 3080-98



ENSAYO N°1 : Estrato N°2 Ladera N° 1

DESCRIPCION: Probeta N°3

Cuerpo de la Ladera

DATOS DE LA MUESTRA:

Lado: 10.0 cm.  
Altura: 2.95 cm.  
Área: 100.8 cm<sup>2</sup>  
Volumen: 294.4 cm<sup>3</sup>  
Peso de la muestra: 402.5 gr.  
Densidad: 1.35 gr/cm<sup>3</sup>  
Humedad de la muestra: 61.45 %

DATOS DEL ENSAYO:

Carga Normal: 52.000 Kg.  
Velocidad de corte: 1.0 mm/min.  
Esfuerzo Normal: 0.516kg/cm<sup>2</sup>  
Cte. De anillo de carga: 0.15625 kg/u

Tiempo (seg)	Lectura del deformimetro		Desplazamiento (mm)	Fuerza de corte horizontal Kg	Esfuerzo cortante (kg/cm <sup>2</sup> )
	Carga	Horizontal			
0	0	0	0	0	0
30	18	22	0.2	2.81	0.028
60	148	41	0.4	23.13	0.229
90	236	61	0.6	36.88	0.366
120	338	88	0.9	52.81	0.524
150	403	112	1.1	62.97	0.625
180	460	133	1.3	71.88	0.713
210	516	154	1.5	80.63	0.800
240	563	180	1.8	87.97	0.873
270	576	207	2.1	90.00	0.893
300	538	230	2.3	84.06	0.834

**ANEXO G-7**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D 3080-98**

ENSAYO N°1 , Estrato N°3, Ladera N°2

DESCRIPCION: Probeta N°1

Cuerpo de la Ladera

DATOS DE LA MUESTRA:

Lado: 10.1 cm.  
Altura: 2.95 cm.  
Área: 101.0 cm<sup>2</sup>  
Volumen: 297.5 cm<sup>3</sup>  
Peso de la muestra: 558.7 gr.  
Densidad: 1.88 gr/cm<sup>3</sup>  
Humedad de la muestra: 21.26 %

DATOS DEL ENSAYO:

Carga Normal:20.000 Kg.

Velocidad de corte: 1.0 mm/min.

Esfuerzo Normal: 0.198kg/cm<sup>2</sup>

Cte. De anillo de carga: 0.15625 kg/u

Tiempo (seg)	Lectura del deformímetro		Desplazamiento (mm)	Fuerza de corte horizontal Kg	Esfuerzo cortante (kg/cm <sup>2</sup> )
	Carga	Horizontal			
0	0	0	0	0	0
30	108	29	0.3	16.88	0.167
60	22	58	0.6	34.69	0.343
90	309	84	0.8	48.28	0.478
120	340	110	1.1	53.13	0.526

CLASIFICACION: Arena limosa(SM) color café oscuro con un 66% de arena media fina

**ANEXO G-7**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D 3080-98**

ENSAYO N°1 , Estrato N°3, Ladera N°2

DESCRIPCION: PROBETA N°2

CORONA DEL TALUD

DATOS DE LA MUESTRA:

Lado: 10.1 cm.  
Altura: 2.95 cm.  
Área: 101.57cm<sup>2</sup>  
Volumen: 299.6 cm<sup>3</sup>  
Peso de la muestra: 563.5 gr.  
Densidad: 1.88 gr/cm<sup>3</sup>  
Humedad de la muestra: 22.06 %

DATOS DEL ENSAYO:

Carga Normal:36.000 Kg.  
Velocidad de corte: 1.0 mm/min.  
Esfuerzo Normal: 0.354kg/cm<sup>2</sup>  
Cte. De anillo de carga: 0.15625 kg/u

Tiempo (seg)	Lectura del deformímetro		Desplazamiento (mm)	Fuerza de corte horizontal Kg	Esfuerzo cortante (kg/cm <sup>2</sup> )
	Carga	Horizontal			
0	0	0	0	0	0
30	116	24	0.2	18.13	0.178
60	195	42	0.4	30.47	0.300
90	225	58	0.6	35.16	0.346
120	310	76	0.8	48.44	0.477
150	390	99	1.0	60.93	0.600
180	415	118	1.2	64.84	0.638
210	235	153	1.5	36.72	0.362
240	217	183	1.8	33.91	0.334

**ANEXO G-7**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D 3080-98



ENSAYO N°1 , Estrato N°3, Ladera N°2

DESCRIPCION: PROBETA N°3

CORONA DEL TALUD

DATOS DE LA MUESTRA:

Lado: 10.0 cm.  
Altura: 2.95 cm.  
Área: 100.80cm<sup>2</sup>  
Volumen: 297.4 cm<sup>3</sup>  
Peso de la muestra: 544.4 gr.  
Densidad: 1.83 gr/cm<sup>3</sup>  
Humedad de la muestra: 22.4 %

DATOS DEL ENSAYO:

Carga Normal: 52.000 Kg.

Velocidad de corte: 1.0 mm/min.

Esfuerzo Normal: 0.516kg/cm<sup>2</sup>

Cte. De anillo de carga: 0.15625 kg/u

Tiempo (seg)	Lectura del deformímetro		Desplazamiento (mm)	Fuerza de corte horizontal Kg	Esfuerzo cortante (kg/cm <sup>2</sup> )
	Carga	Horizontal			
0	0	0	0	0	0
30	95	22	0.2	14.84	0.147
60	168	43	0.4	26.25	0.260
90	244	67	0.7	38.13	0.378
120	320	89	0.9	50.00	0.496
150	394	111	1.1	61.56	0.611
180	459	132	1.3	71.72	0.711
210	400	162	1.6	62.50	0.620

**ANEXO G-7**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTUR.

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D 3080-98



ENSAYO N°1 : Estrato N°1 , Ladera N° 1 y N° 2

DESCRIPCION: PROBETA N°1

CORONA DEL TALUD

DATOS DE LA MUESTRA:

Lado: 10.1cm.  
Altura: 2.95 cm.  
Área: 1001.0cm<sup>2</sup>  
Volumen: 297.5 cm<sup>3</sup>  
Peso de la muestra: 445.7 gr.  
Densidad: 1.50 gr/cm<sup>3</sup>  
Humedad de la muestra: 31.44 %

DATOS DEL ENSAYO:

Carga Normal:20.000 Kg.  
Velocidad de corte: 1.0 mm/min.  
Esfuerzo Normal: 0.198kg/cm<sup>2</sup>  
Cte. De anillo de carga: 0.15625 kg/u

Tiempo (seg)	Lectura del deformímetro		Desplazamiento (mm)	Fuerza de corte horizontal Kg	Esfuerzo cortante (kg/cm <sup>2</sup> )
	Carga	Horizontal			
0	0	0	0	0	0
30	120	19	0.2	18.75	0.186
60	215	32	0.3	33.59	0.333
90	330	55	0.6	51.56	0.511
120	417	79	0.8	65.16	0.645
150	420	86	0.9	65.63	0.650
180	255	105	1.1	39.84	0.394

**ANEXO G-7**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTUR.

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D 3080-98**

ENSAYO N°1 : Estrato N°1 , Ladera N° 1 y N° 2

DESCRIPCION: PROBETA N°2

CORONA DEL TALUD

DATOS DE LA MUESTRA:

Lado: 10.1cm.  
Altura: 2.95 cm.  
Área: 1001.2cm<sup>2</sup>  
Volumen: 298.6 cm<sup>3</sup>  
Peso de la muestra: 457.7 gr.  
Densidad: 1.53 gr/cm<sup>3</sup>  
Humedad de la muestra: 31.23 %

DATOS DEL ENSAYO:

Carga Normal:36.000 Kg.  
Velocidad de corte: 1.0 mm/min.  
Esfuerzo Normal: 0.356kg/cm<sup>2</sup>  
Cte. De anillo de carga: 0.15625 kg/u

Tiempo (seg)	Lectura del deformímetro		Desplazamiento (mm)	Fuerza de corte horizontal Kg	Esfuerzo cortante (kg/cm <sup>2</sup> )
	Carga	Horizontal			
0	0	0	0	0	0
30	129	18	0.2	20.16	0.199
60	275	42	0.4	42.97	0.425
90	402	63	0.6	62.81	0.621
120	515	85	0.9	80.47	0.795
150	588	109	1.1	91.88	0.908
180	665	136	1.4	103.91	1.027
210	109	158	1.6	110.78	1.095
240	515	171	1.7	80.47	0.795

**ANEXO G-7**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D 3080-98



ENSAYO N°1 : Estrato N°1 , Ladera N° 1 y N° 2

DESCRIPCION: PROBETA N°3

CORONA DEL TALUD

DATOS DE LA MUESTRA:

Lado: 10.6cm.  
Altura: 2.95 cm.  
Área: 111.30cm<sup>2</sup>  
Volumen: 328.3 cm<sup>3</sup>  
Peso de la muestra: 458.3 gr.  
Densidad: 1.58 gr/cm<sup>3</sup>  
Humedad de la muestra: 31.29 %

DATOS DEL ENSAYO:

Carga Normal:42.000 Kg.  
Velocidad de corte: 1.0 mm/min.  
Esfuerzo Normal: 0.377kg/cm<sup>2</sup>  
Cte. De anillo de carga: 0.15625 kg/u

Tiempo (seg)	Lectura del deformimetro		Desplazamiento (mm)	Fuerza de corte horizontal Kg	Esfuerzo cortante (kg/cm <sup>2</sup> )
	Carga	Horizontal			
0	0	0	0	0	0
30	129	18	0.2	20.16	0.199
60	275	42	0.4	42.97	0.425
90	402	63	0.6	62.81	0.621
120	515	85	0.9	80.47	0.795
150	588	109	1.1	91.88	0.908
180	665	136	1.4	103.91	1.027
210	109	158	1.6	110.78	1.095
240	515	171	1.7	80.47	0.795

File: san antonio  
Page - 1

\*\*\*\*\*  
\* CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION \*  
\* ENGINEERING SERVICE CENTER \*  
\* DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS \*  
\* Office of Roadway Geotechnical Engineering \*  
\* Date: 06-04-2006 Time: 14:52:51 \*  
\*\*\*\*\*

Project Identification -

----- WALL GEOMETRY -----

Vertical Wall Height = 14.17 m  
Wall Batter = 27.0 degree  
Angle Length  
(Deg) (Meter)  
First Slope from Wallcrest. = 45.0 1.5  
Second Slope from 1st slope. = 25.0 1.2  
Third Slope from 2nd slope. = 0.0 6.0  
Fourth Slope from 3rd slope. = 0.0 0.0  
Fifth Slope from 4th slope. = 0.0 0.0  
Sixth Slope from 5th slope. = 0.0 0.0  
Seventh Slope Angle. = 0.0

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

There is NO SURCHARGE imposed on the system.

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Soil Layer	Unit	Friction	Cohesion	Bond*	Coordinates of Boundary			
	Weight (kN/m3)	Angle (Degree)	Intercept (kPa)	Stress (kPa)	XS1 (m)	YS1 (m)	XS2 (m)	YS2 (m)
1	14.71	70.0	11.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	13.73	45.0	0.0	0.0	7.2	14.2	17.5	14.2
3	14.71	70.0	11.8	0.0	0.0	0.0	17.5	0.0

\* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

----- EARTHQUAKE ACCELERATION -----

Horizontal Earthquake Coefficient = 0.16 (a/g)  
Vertical Earthquake Coefficient = 0.00

----- WATER SURFACE -----

NO Water Table defined for this problem.

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 0.00 to 20.00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels	=	0
Horizontal Spacing	=	1.52 m
Diameter of Reinforcement Element	=	0.0 mm
Yield Stress of Reinforcement	=	0.0 MPa
Diameter of Grouted Hole	=	0.0 mm
Punching Shear	=	0.0 kN

----- (For ALL Levels) -----

Reinforcement Lengths	=	0.0 m
Reinforcement Inclination	=	0.0 degrees
Vertical Spacing to First Level	=	0.00 m
Vertical Spacing to Remaining Levels	=	0.00 m

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
Toe	0.475	8.5	57.1	11.0	67.4	6.6
NODE 2	0.512	9.8	53.4	9.8	63.7	8.8
NODE 3	0.551	11.0	48.8	8.4	59.7	10.9
NODE 4	0.511	12.3	32.6	2.9	55.2	17.3
NODE 5	0.553	13.6	30.1	3.1	52.5	17.9

NODE 6  
0.706            14.9            27.9            3.4            50.0            18.5

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
-----------------------	------------------------------	---------------------------------	--------------------------------	---------------------------------	--------------------------------

NODE 7  
0.695            16.2            0.0            1.6            47.3            21.4

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
-----------------------	------------------------------	---------------------------------	--------------------------------	---------------------------------	--------------------------------

NODE 8  
0.815            17.4            0.0            1.7            45.1            22.2

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
-----------------------	------------------------------	---------------------------------	--------------------------------	---------------------------------	--------------------------------

NODE 9  
0.528            18.7            0.0            5.6            50.3            20.5

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
-----------------------	------------------------------	---------------------------------	--------------------------------	---------------------------------	--------------------------------

NODE10  
0.839            20.0            0.0            2.0            41.2            23.9

File: san antonio  
Page - 1

```
*****
* CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION *
* ENGINEERING SERVICE CENTER *
* DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS *
* Office of Roadway Geotechnical Engineering *
* Date: 06-04-2006 Time: 14:51:55 *
*****
```

Project Identification -

----- WALL GEOMETRY -----

```
Vertical Wall Height = 14.17 m
Wall Batter          = 27.0 degree
                    Angle   Length
                    (Deg)  (Meter)
First Slope from Wallcrest. = 45.0    1.5
Second Slope from 1st slope. = 25.0    1.2
Third Slope from 2nd slope.  = 0.0     6.0
Fourth Slope from 3rd slope. = 0.0     0.0
Fifth Slope from 4th slope.  = 0.0     0.0
Sixth Slope from 5th slope.  = 0.0     0.0
Seventh Slope Angle.         = 0.0
```

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

There is NO SURCHARGE imposed on the system.

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Soil Layer	Unit	Friction	Cohesion	Bond*	Coordinates of Boundary			
	Weight (kN/m3)	Angle (Degree)	Intercept (kPa)	Stress (kPa)	XS1 (m)	YS1 (m)	XS2 (m)	YS2 (m)
1	14.71	70.0	11.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	13.73	45.0	0.0	0.0	7.2	14.2	17.5	14.2
3	14.71	70.0	11.8	0.0	0.0	0.0	17.5	0.0

\* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

----- WATER SURFACE -----

NO Water Table defined for this problem.

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 0.00 to 20.00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels	=	0
Horizontal Spacing	=	0.00 m
Diameter of Reinforcement Element	=	0.0 mm
Yield Stress of Reinforcement	=	0.0 MPa
Diameter of Grouted Hole	=	0.0 mm
Punching Shear	=	0.0 kN

----- (For ALL Levels) -----

Reinforcement Lengths	=	0.0 m
Reinforcement Inclination	=	0.0 degrees
Vertical Spacing to First Level	=	0.00 m
Vertical Spacing to Remaining Levels	=	0.00 m



NODE 6  
 0.851            14.9            0.0    1.5        49.7    20.7

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
-----------------------------	---------------------------------------	--	---------------	--	---------------

NODE 7  
 1.042            16.2            0.0    1.6        47.3    21.4

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
-----------------------------	---------------------------------------	--	---------------	--	---------------

NODE 8  
 1.116            17.4            0.0    1.7        45.1    22.2

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
-----------------------------	---------------------------------------	--	---------------	--	---------------

NODE 9  
 1.191            18.7            0.0    1.9        43.1    23.1

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
-----------------------------	---------------------------------------	--	---------------	--	---------------

NODE10  
 1.263            20.0            0.0    2.0        41.2    23.9

File: Jocote Dulce  
Page - 1

```
*****
* CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION *
* ENGINEERING SERVICE CENTER *
* DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS *
* Office of Roadway Geotechnical Engineering *
* Date: 06-04-2006 Time: 14:50:02 *
*****
```

Project Identification -

----- WALL GEOMETRY -----

```
Vertical Wall Height = 7.08 m
Wall Batter = 21.0 degree
                Angle   Length
                (Deg)  (Meter)
First Slope from Wallcrest. = 8.0    0.8
Second Slope from 1st slope. = 4.0    0.6
Third Slope from 2nd slope. = 0.0    3.0
Fourth Slope from 3rd slope. = 0.0    0.0
Fifth Slope from 4th slope. = 0.0    0.0
Sixth Slope from 5th slope. = 0.0    0.0
Seventh Slope Angle. = 0.0
```

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

The SURCHARGES imposed on the system are:

```
Begin Surcharge - Distance from toe = 4.55 m
End Surcharge - Distance from toe = 5.05 m
Loading Intensity - Begin = 0.2 kPa/m
Loading Intensity - End = 0.2 kPa/m
```

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Soil Layer	Unit	Friction	Cohesion	Bond*	Coordinates of Boundary			
	Weight (kN/m3)	Angle (Degree)	Intercept (kPa)	Stress (kPa)	XS1 (m)	YS1 (m)	XS2 (m)	YS2 (m)
1	14.71	70.0	11.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	13.73	45.0	0.0	0.0	2.2	5.7	7.1	5.7
3	17.16	30.1	41.2	0.0	1.2	3.1	7.1	3.1
4	14.71	70.0	11.8	0.0	0.0	0.0	7.1	0.0

\* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

----- EARTHQUAKE ACCELERATION -----

Horizontal Earthquake Coefficient = 0.16 (a/g)  
Vertical Earthquake Coefficient = 0.00

----- WATER SURFACE -----

NO Water Table defined for this problem.

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 0.00 to 10.00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels	=	0
Horizontal Spacing	=	0.00 m
Diameter of Reinforcement Element	=	0.0 mm
Yield Stress of Reinforcement	=	0.0 MPa
Diameter of Grouted Hole	=	0.0 mm
Punching Shear	=	0.0 kN

----- (For ALL Levels) -----

Reinforcement Lengths	=	0.0 m
Reinforcement Inclination	=	0.0 degrees
Vertical Spacing to First Level	=	0.00 m
Vertical Spacing to Remaining Levels	=	0.00 m

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
Toe	2.195	3.4	46.2	5.0	89.9	3.6
NODE 2	1.904	4.2	46.1	6.0	89.9	2.9
NODE 3	1.710	4.9	49.7	7.6	89.9	1.4
NODE 4	1.619	5.6	45.8	8.1	89.9	1.4
NODE 5	1.591	6.4	45.3	8.1	66.3	1.6

NODE 6						
	1.576	7.1	42.2	8.6	63.9	1.6
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE 7						
	1.587	7.8	39.4	9.1	61.6	1.6
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE 8						
	1.613	8.5	37.0	9.6	59.4	1.7
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE 9						
	1.649	9.3	34.7	10.2	57.3	1.7
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
NODE10						
	1.692	10.0	32.7	10.7	55.3	1.8

File: Jocote Dulce  
Page - 1

```
*****
* CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION *
* ENGINEERING SERVICE CENTER *
* DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS *
* Office of Roadway Geotechnical Engineering *
* Date: 06-04-2006 Time: 14:50:36 *
*****
```

Project Identification -

```
----- WALL GEOMETRY -----
Vertical Wall Height = 7.08 m
Wall Batter = 21.0 degree
Angle Length
(Deg) (Meter)
First Slope from Wallcrest. = 8.0 0.8
Second Slope from 1st slope. = 4.0 0.6
Third Slope from 2nd slope. = 0.0 3.0
Fourth Slope from 3rd slope. = 0.0 0.0
Fifth Slope from 4th slope. = 0.0 0.0
Sixth Slope from 5th slope. = 0.0 0.0
Seventh Slope Angle. = 0.0
----- SLOPE BELOW THE WALL -----
```

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

The SURCHARGES imposed on the system are:

```
Begin Surcharge - Distance from toe = 4.55 m
End Surcharge - Distance from toe = 5.05 m
Loading Intensity - Begin = 0.2 kPa/m
Loading Intensity - End = 0.2 kPa/m
```

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Soil Layer	Unit Weight (kN/m3)	Friction Angle (Degree)	Cohesion Intercept (kPa)	Bond* Stress (kPa)	Coordinates of Boundary	XS1 (m)	YS1 (m)	XS2 (m)	YS2 (m)
1	14.71	70.0	11.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	13.73	45.0	0.0	0.0	2.2	5.7	7.1	5.7	
3	17.16	30.1	41.2	0.0	1.2	3.1	7.1	3.1	
4	14.71	70.0	11.8	0.0	0.0	0.0	7.1	0.0	

\* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

File: Jocote Dulce

Page - 2

----- WATER SURFACE -----

NO Water Table defined for this problem.

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 0.00 to 10.00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels	=	0
Horizontal Spacing	=	1.52 m
Diameter of Reinforcement Element	=	0.0 mm
Yield Stress of Reinforcement	=	0.0 MPa
Diameter of Grouted Hole	=	0.0 mm
Punching Shear	=	0.0 kN

----- (For ALL Levels) -----

Reinforcement Lengths	=	0.0 m
Reinforcement Inclination	=	0.0 degrees
Vertical Spacing to First Level	=	0.00 m
Vertical Spacing to Remaining Levels	=	0.00 m

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
Toe	2.615	3.4	51.4	5.5	89.9	2.9
NODE 2	2.288	4.2	50.5	6.6	89.9	2.2
NODE 3	2.074	4.9	49.7	7.6	89.9	1.4
NODE 4	2.000	5.6	45.8	8.1	89.9	1.4
NODE 5	1.977	6.4	45.3	8.1	66.3	1.6

NODE 6		7.1	42.2	8.6	63.9	1.6
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
	1.986					
NODE 7		7.8	39.4	9.1	61.6	1.6
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
	2.025					
NODE 8		8.5	37.0	9.6	59.4	1.7
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
	2.084					
NODE 9		9.3	34.7	10.2	57.3	1.7
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
	2.156					
NODE10		10.0	32.7	10.7	55.3	1.8
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LOWER FAILURE PLANE LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	UPPER FAILURE PLANE LENGTH (m)
	2.238					

**\*\*PCSTABL5\*\***  
by  
Purdue University

-----  
--Slope Stability Analysis--  
Simplified Jambu, Simplified Bishop  
or Spencer's Method of Slices

Run Date: 06-03-06  
Time of Run: 11:44 p.m  
Input Data Filename: C:SLOPEBOQ.EXE  
Output Filename: C:SLOPEBOQ.OUT  
Plotted Output Filename: C:SLOPEBOQ.PLT

#### PROBLEM DESCRIPTION BOQ

#### BOUNDARY COORDENATES

3 Top Boundaries  
3 Total Boundaries

Boundary N°	X-Left (ft)	Y-Left (ft)	X-Right	Y-Right	Soil Type Below Bnd
1	0.00	10	9.30	11.52	1
2	9.30	11.52	31.77	22.87	1
3	31.77	22.87	36.27	22.87	1

#### ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

1 Type(s) of soil

Soil Type N°	Total Unit wt. (pcf)	Saturated Unit wt (pcf)	Cohesión Intercept (psf)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Pressure Constand (psf)	Prez Surface N°
1	10.4	13.90	34.30	18.0	0.00	0.00	1

## BOUNDARY LOAD(S)

1 Load(s) Specified

Load N°	X-Left (ft)	Y-Left (ft)	Intensity (lb/sqft)	Deflection (deg)
1	31.77	36.27	12.0	0.0

NOTE: Intensity Is Specified As A Uniformly Distributed Force Acting on A Horizontally Projected Surface.

A Horizontal Earthquake Loading Coefficient  
of 0.160 Has Been assigned

A Vertical Earthquake Loading Coefficient  
Of 0.000 Has Been Assigned

Cavitation Pressure= 0 psf.

---

A critical Failure Surface Searching Method Using a Random Technique For Generating Circular Surfaces, has Been Specified 100 Trial Surface Have been Generated 10 surfaces Initiate From Each of 10 Point Equally Spaced.

Along The Ground Surface Between X= 0.00 ft.  
and X= 2.50 ft.

Each Surface Terminates Between X= 34.0 ft.  
and X= 36.0 ft.

Unless Further Limitations were Imposed, the Minimum Elevation At Which A Surface Extend is Y= 0.00 ft.

1.0 ft, Line Segments Define Each Trial Failure Surface

---

Following Are Displayed Then The Most Critical of The Trial Failure Surfaces Examined. They Are Ordered-Most Critical First.

\*\* Safety Factors are Calculated By The Modified Bishop Method\*\*

### Failure Surface Specified By 45 Coordinate Points

Point N°	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	0.28	10.05
2	1.13	9.52
3	2.0	9.03
4	2.90	8.58
5	3.81	8.17
6	4.73	7.80
7	5.68	7.46
8	6.63	7.17
9	7.60	6.91
10	8.58	6.70
11	9.56	6.53
12	10.55	6.40
13	11.55	6.31
14	12.55	6.26
15	13.55	6.26
16	14.55	6.29
17	15.54	6.37
18	16.54	6.49
19	17.52	6.66
20	18.50	6.86
21	19.47	7.11
22	20.43	7.39
23	21.38	7.72
24	22.31	8.08
25	23.22	8.49
26	24.12	8.93
27	25.00	9.41
28	25.85	9.92
29	26.69	10.47
30	27.50	11.06
31	28.28	11.68
32	29.04	12.33
33	29.77	13.01
34	30.47	13.73
35	31.14	14.47
36	31.78	15.24
37	32.39	16.03
38	32.96	16.85
39	33.50	17.70

40	34.00	18.56
41	34.46	19.45
42	34.89	20.35
43	35.28	21.28
44	35.63	22.21
45	35.84	22.87

Circle Center At X= 13.2; Y=30.0 And Radius, 23.8

\*\*\*2.124\*\*\*

-----

Failure Surface Specified By 43 Coordinate Points

Point N°	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	1.39	10.23
2	2.27	9.75
3	3.17	9.31
4	4.08	8.91
5	5.02	8.55
6	5.96	8.23
7	9.92	7.94
8	7.89	7.70
9	8.87	7.49
10	9.86	7.33
11	10.85	7.21
12	11.84	7.12
13	12.84	7.08
14	13.84	7.09
15	14.84	7.13
16	15.84	7.21
17	16.83	7.34
18	17.82	7.50
19	18.80	7.61
20	19.77	7.96
21	20.72	8.24
22	21.67	8.57
23	22.60	8.93
24	23.52	9.34
25	24.41	9.78

26	25.29	10.25
27	26.15	10.77
28	26.99	11.31
29	27.80	11.90
30	28.59	12.51
31	29.35	13.16
32	30.08	13.84
33	30.79	14.55
34	31.47	15.28
35	32.11	16.05
36	32.72	16.84
37	33.30	17.65
38	33.85	18.49
39	34.36	19.35
40	34.83	20.23
41	35.27	21.13
42	35.67	22.05
43	35.99	22.87

Circle Center At X= 13.3; Y=31.3 And Radius, 24.2

\*\*\*2.125\*\*\*

-----

Failure Surface Specified By 46 Coordinate Points

Point N°	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	0.28	10.05
2	1.11	9.49
3	1.97	8.97
4	2.84	8.49
5	3.74	8.05
6	4.65	7.65
7	5.59	7.28
8	6.53	6.96
9	7.49	6.68
10	8.46	6.44
11	9.44	6.24
12	10.43	6.09

13	11.43	5.98
14	12.42	5.91
15	13.42	5.88
16	14.42	5.90
17	15.42	5.96
18	16.41	6.07
19	17.40	6.22
20	18.39	6.41
21	19.36	6.64
22	20.32	6.91
23	21.27	7.23
24	22.20	7.59
25	23.12	7.98
26	24.02	8.42
27	24.90	8.90
28	25.76	9.41
29	26.59	9.96
30	27.41	10.54
31	28.19	11.16
32	28.95	11.82
33	29.68	12.50
34	30.37	13.22
35	31.04	13.96
36	31.67	14.74
37	32.27	15.54
38	32.84	16.36
39	33.36	17.21
40	33.85	18.08
41	34.31	18.98
42	34.72	19.89
43	35.09	20.82
44	35.42	21.76
45	35.72	22.71
46	35.76	22.87

Circle Center At X= 13.5; Y=29.0 And Radius, 23.10

\*\*\*2.129\*\*\*

---

Failure Surface Specified By 43 Coordinate Points

Point N°	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	1.67	10.27
2	2.53	9.77
3	3.42	9.31
4	4.33	8.89
5	5.25	8.50
6	6.19	8.16
7	7.14	7.86
8	8.11	7.60
9	9.08	7.38
10	10.07	7.20
11	11.06	7.07
12	12.05	6.97
13	13.05	6.93
14	14.05	6.92
15	15.05	6.96
16	16.05	7.04
17	17.04	7.16
18	18.03	7.33
19	19.00	7.54
20	19.97	7.79
21	20.93	8.08
22	21.87	8.42
23	22.80	8.79
24	23.71	9.20
25	24.60	9.66
26	25.47	10.15
27	26.32	10.67
28	27.15	11.24
29	27.95	11.84
30	28.72	12.47
31	29.47	13.14
32	30.19	13.83
33	30.87	14.56
34	31.53	15.32
35	32.15	16.10
36	32.73	16.91
37	33.28	17.75

38	33.80	18.60
39	34.27	19.48
40	34.71	20.38
41	35.11	21.30
42	35.47	22.23
43	35.68	22.87

Circle Center At X= 13.7; Y=30.10 And Radius, 23.20

\*\*\*2.137\*\*\*

-----

Failure Surface Specified By 45 Coordinate Points

Point N°	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	0.83	10.14
2	1.67	9.59
3	2.53	9.08
4	3.42	8.61
5	4.32	8.18
6	5.24	7.79
7	6.18	7.44
8	7.13	7.14
9	8.09	6.87
10	9.07	6.65
11	10.05	6.47
12	11.04	6.33
13	12.04	6.24
14	13.04	6.19
15	14.04	6.18
16	15.03	6.22
17	16.03	6.30
18	17.02	6.43
19	18.01	6.60
20	18.99	6.81
21	19.95	7.07

22	20.91	7.37
23	21.85	7.71
24	22.77	8.09
25	23.68	8.51
26	24.57	8.97
27	25.43	9.47
28	26.28	10.01
29	27.10	10.58
30	27.89	11.19
31	28.65	11.83
32	29.39	12.51
33	30.10	13.22
34	30.77	13.96
35	31.41	14.72
36	32.02	15.52
37	32.59	16.34
38	33.13	17.18
39	33.62	18.05
40	34.08	18.94
41	34.50	19.85
42	34.88	20.77
43	35.22	21.71
44	35.51	22.67
45	35.57	22.87

Circle Center At X= 13.7; Y=28.90 And Radius, 22.7

\*\*\*2.14\*\*\*

-----

Failure Surface Specified By 47 Coordinate Points

Point N°	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	0.00	10.00
2	0.79	9.39
3	1.61	9.39
4	2.45	8.28
5	3.32	7.78

6	4.21	7.32
7	5.11	6.90
8	6.04	6.52
9	6.98	6.18
10	7.94	5.89
11	8.91	5.64
12	9.88	5.43
13	10.87	5.27
14	11.86	5.15
15	12.86	5.07
16	13.86	5.04
17	14.86	5.06
18	15.86	5.12
19	16.85	5.22
20	17.84	5.37
21	18.82	5.57
22	19.79	5.80
23	20.75	6.09
24	21.70	6.41
25	22.63	6.78
26	23.54	7.18
27	24.44	7.63
28	25.31	8.12
29	26.16	8.64
30	26.99	9.21
31	27.79	9.81
32	28.56	10.44
33	29.30	11.11
34	30.01	11.81
35	30.69	12.55
36	31.34	13.31
37	31.95	14.10
38	32.53	14.92
39	33.07	15.76
40	33.56	16.63
41	34.03	17.52
42	34.45	18.42
43	34.82	19.35
44	35.16	20.29
45	35.46	21.25
46	35.71	22.22
47	35.85	22.87

Circle Center At  $X= 14.0$ ;  $Y=27.3$  And Radius, 22.3

\*\*\*2.14\*\*\*

---

Failure Surface Specified By 43 Coordinate Points

Point N°	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	1.67	10.27
2	2.56	9.81
3	3.46	9.39
4	4.38	9.01
5	5.32	8.66
6	6.28	8.35
7	7.24	8.09
8	8.21	7.86
9	9.20	7.67
10	10.18	7.53
11	11.18	7.42
12	12.18	7.36
13	13.18	7.34
14	14.18	7.36
15	15.17	7.42
16	16.17	7.52
17	17.16	7.67
18	18.14	7.85
19	19.12	8.08
20	20.08	8.34
21	21.03	8.65
22	21.97	8.99
23	22.90	9.37
24	23.80	9.79
25	24.69	10.25
26	25.56	10.75
27	26.41	11.28
28	27.23	11.84
29	28.04	12.44
30	28.81	13.07
31	29.56	13.73
32	30.28	14.43

33	30.97	15.15
34	31.63	15.90
35	32.26	16.68
36	32.86	17.48
37	33.42	18.30
38	33.95	19.15
39	34.44	20.20
40	34.90	20.91
41	35.32	21.82
42	35.70	22.75
43	35.74	22.87

Circle Center At X= 13.2; Y=31.5 And Radius, 24.1

\*\*\*2.144\*\*\*

---

Failure Surface Specified By 43 Coordinate Points

Point N°	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	1.11	10.18
2	2.01	9.75
3	2.93	9.36
4	3.87	9.00
5	4.82	8.68
6	5.77	8.40
7	6.74	8.15
8	7.72	7.95
9	8.71	7.78
10	9.70	7.65
11	10.70	7.56
12	11.69	7.50
13	12.69	7.49
14	13.69	7.52
15	14.69	7.58
16	15.69	7.68
17	16.68	7.83
18	17.66	8.01
19	18.63	8.23
20	19.60	8.48

21	20.56	8.78
22	21.50	9.11
23	22.43	9.78
24	23.34	9.88
25	24.24	10.32
26	25.12	10.80
27	25.98	11.31
28	26.82	11.85
29	27.64	12.43
30	28.44	13.03
31	29.21	13.67
32	29.95	14.33
33	30.67	15.03
34	31.36	15.73
35	32.03	16.50
36	32.66	17.28
37	33.26	18.07
38	33.83	18.90
39	34.37	19.74
40	34.87	20.60
41	35.34	21.48
42	35.78	22.39
43	35.99	22.87

Circle Center At X= 12.5 ; Y=33.1 And Radius, 25.6

\*\*\*2.145\*\*\*

-----

Failure Surface Specified By 46 Coordinate Points

Point N <sup>o</sup>	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	0.83	10.14
2	2.43	8.93
3	2.43	8.93
4	3.27	8.39
5	4.13	7.88
6	5.02	7.42

7	5.92	7.00
8	6.85	6.62
9	7.79	6.28
10	8.75	5.98
11	9.72	5.74
12	10.69	5.53
13	11.68	5.37
14	12.68	5.26
15	13.67	5.20
16	14.67	5.17
17	15.67	5.20
18	16.67	5.27
19	17.66	5.39
20	18.65	5.56
21	19.63	5.77
22	20.59	6.02
23	21.55	6.32
24	22.49	6.66
25	23.41	7.05
26	24.31	7.48
27	25.20	7.95
28	26.06	8.46
29	26.89	9.01
30	27.70	9.60
31	28.48	10.22
32	29.23	10.88
33	29.95	11.58
34	30.64	12.30
35	31.29	13.06
36	31.91	13.85
37	32.49	14.66
38	33.03	15.50
39	33.53	16.37
40	33.99	17.26
41	34.41	18.16
42	34.79	19.09
43	35.12	20.03
44	35.41	20.99
45	35.66	21.96
46	35.85	22.87

Circle Center At  $X= 14.6$  ;  $Y=26.8$  And Radius, 21.6

\*\*\*2.150\*\*\*

---

Failure Surface Specified By 42 Coordinate Points

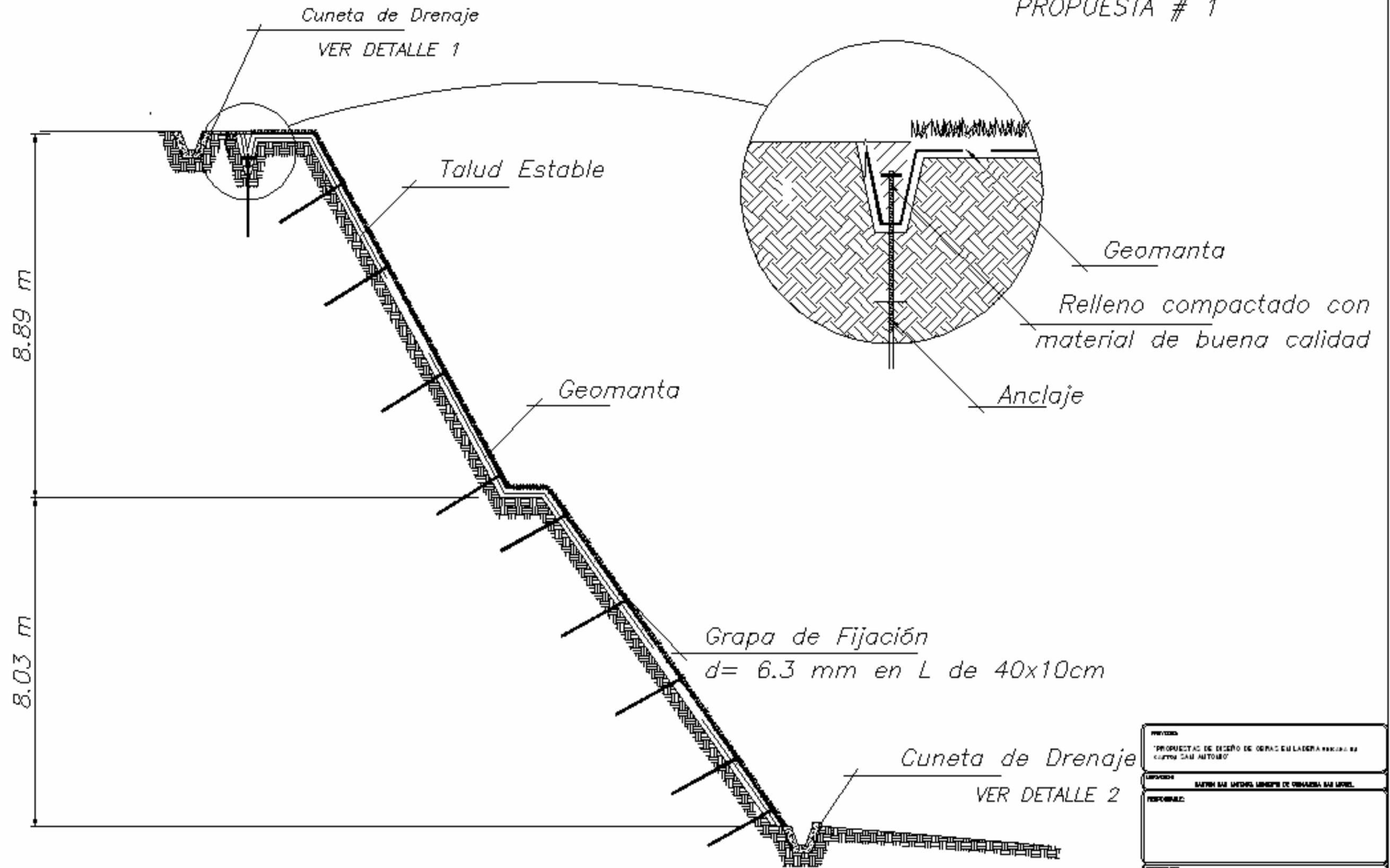
Point N°	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	1.94	10.32
2	2.83	9.84
3	3.73	9.41
4	4.64	9.01
5	5.58	8.65
6	6.53	8.34
7	7.49	8.06
8	8.46	7.83
9	9.44	7.63
10	10.43	7.48
11	11.42	7.37
12	12.42	7.31
13	13.42	7.29
14	14.42	7.31
15	15.42	7.37
16	16.41	7.47
17	17.40	7.62
18	18.38	7.81
19	19.36	8.04
20	20.32	8.32
21	21.27	8.63
22	22.20	8.98
23	23.12	9.38
24	24.02	9.81
25	24.90	10.28
26	25.77	10.79
27	26.60	11.34
28	27.42	11.92
29	28.21	12.53
30	28.97	13.18
31	29.70	13.86
32	30.41	14.57

33	31.08	15.31
34	31.72	16.08
35	32.33	16.87
36	32.90	17.69
37	33.43	18.54
38	33.93	19.40
39	34.40	20.29
40	34.82	21.20
41	35.20	22.12
42	35.48	22.87

Circle Center At  $X= 13.5$  ;  $Y= 30.6$  And Radius, 23.4

\*\*\*2.154\*\*\*

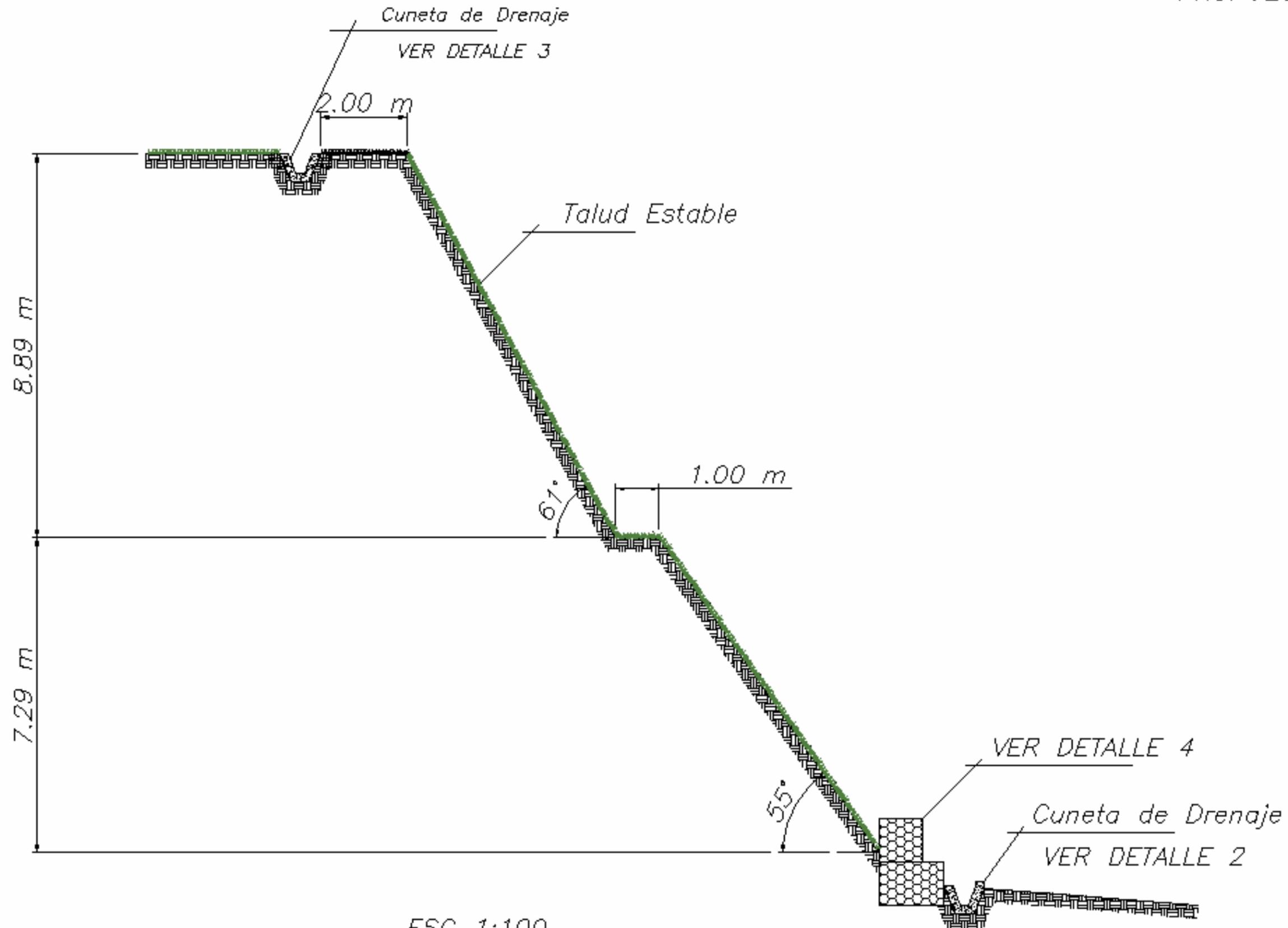
PROPUESTA # 1



ESC 1:100

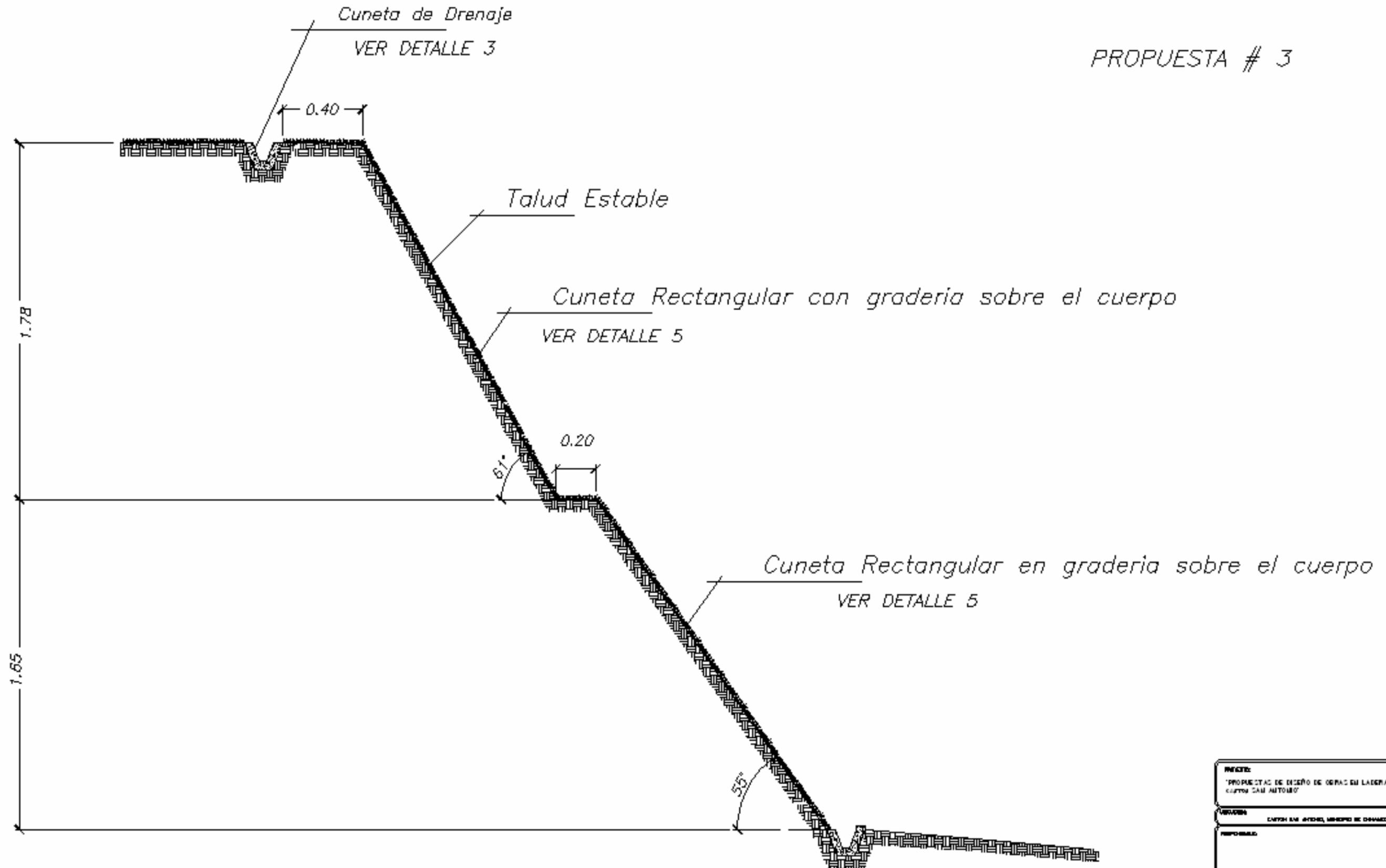
PROYECTO: PROYECTO DE DISEÑO DE OBRAS EN LA LADERA NOROCCIDENTAL DE CANTÓN SAN ANTONIO		
LÍNEA: BARRIO SAN ANTONIO LINEA DE OBRAS EN LA LADERA NOROCCIDENTAL		
RESPONSABLE:		
PROYECTADO:		
PROYECTO: DETALLES CONSTRUCTIVOS	ESCALA: EN LÍNEA DE OBRAS EN LA LADERA NOROCCIDENTAL	HOJA N.º: 1/7
FECHA: ABRIL 2006	CON. INICIADAS	

PROPUESTA # 2



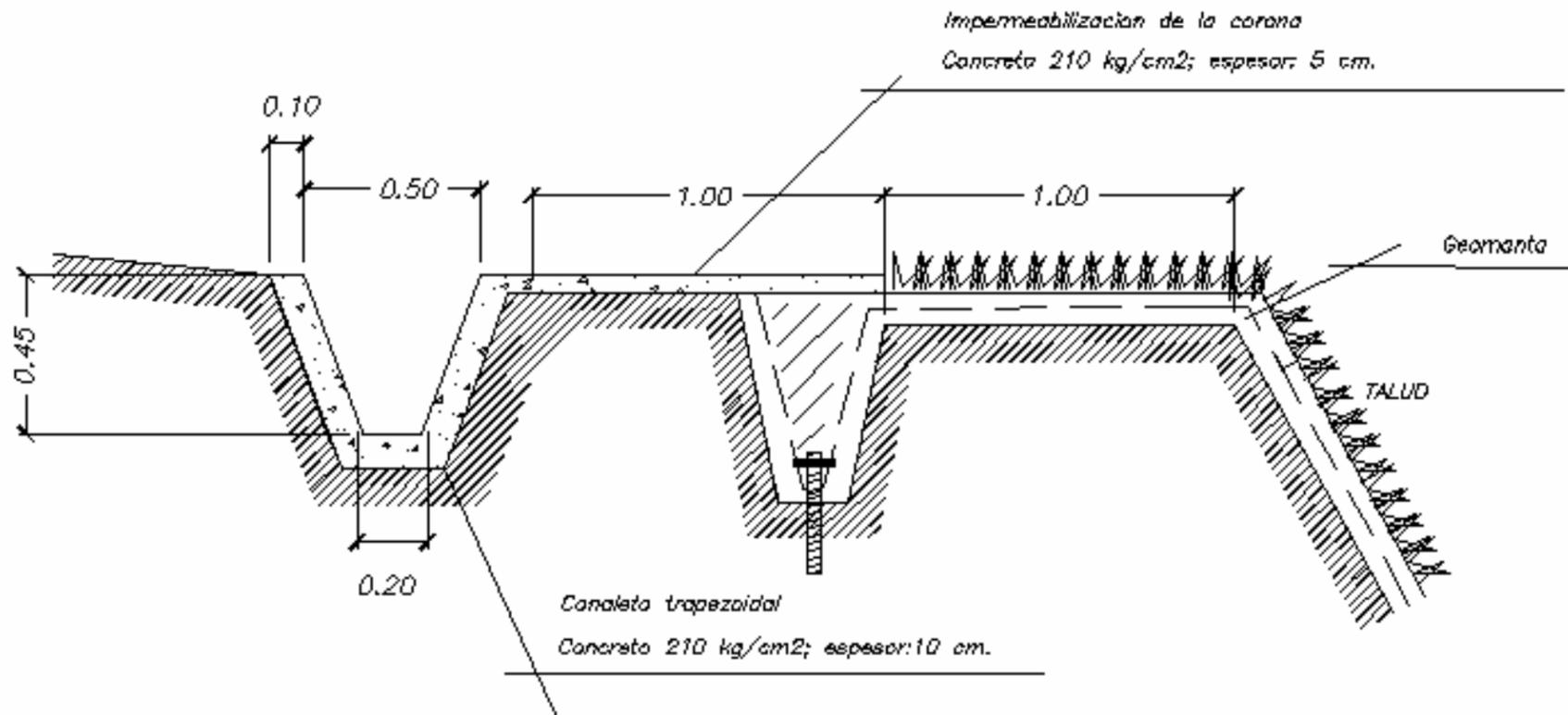
PROYECTO "PROYECTO DE DISEÑO DE OBRAS EN LA LADERA NOROCCIDENTAL DE CANTÓN SAN ANTONIO"		
DISEÑADO DANIEL RAMÍREZ AYALA, MAESTRO DE OBRAS EN CIVIL		
REVISADO		
AUTORIZADO		
FECHA DETALLES CONSTRUCTIVOS	ESCALA EN LÍNEA SIN AJUSTAR	FOLIO No. 2/7
FECHA ABRIL 2, 2008	ESCALA EN LÍNEA SIN AJUSTAR	

PROPUESTA # 3

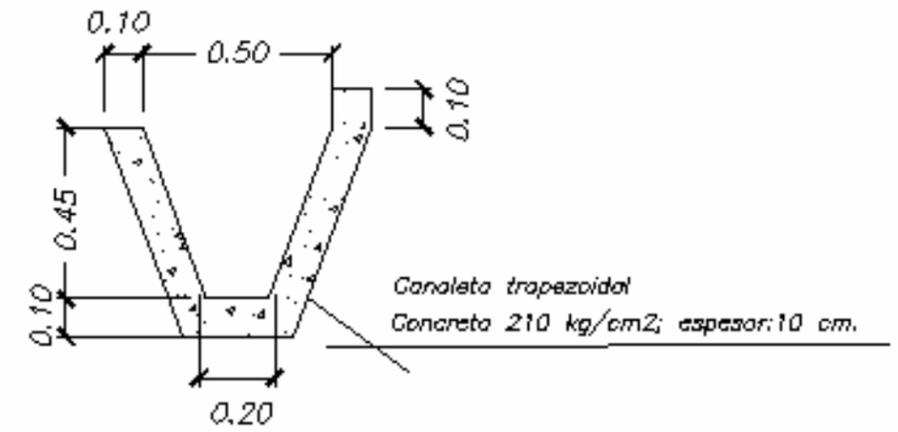


ESC 1:100

PROYECTO: PROYECTO DE DISEÑO DE OBRAS DE LADERA PARA EL CANTON SAN ANTONIO		
UBICACION: CANTON SAN ANTONIO, MUNICIPIO DE OMBAYACA SAN MARCOS		
REPOSICION:		
PRELIMINAR:		
FECHA: ABRIL 2006	DESEÑADO: ING. LUIS ALBERTO VARGAS	HOJA No. 3/7

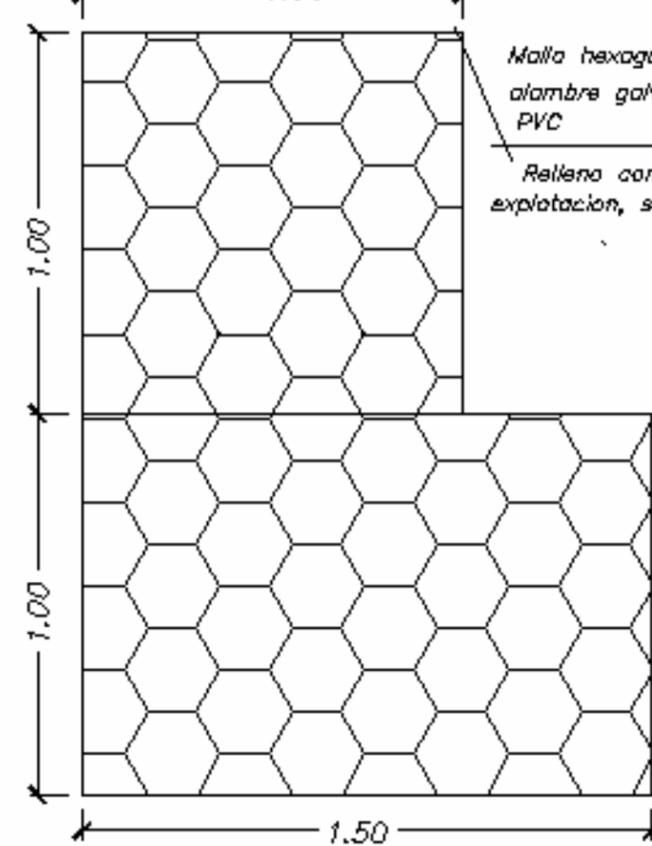


DETALLE 1  
ESC 1:500

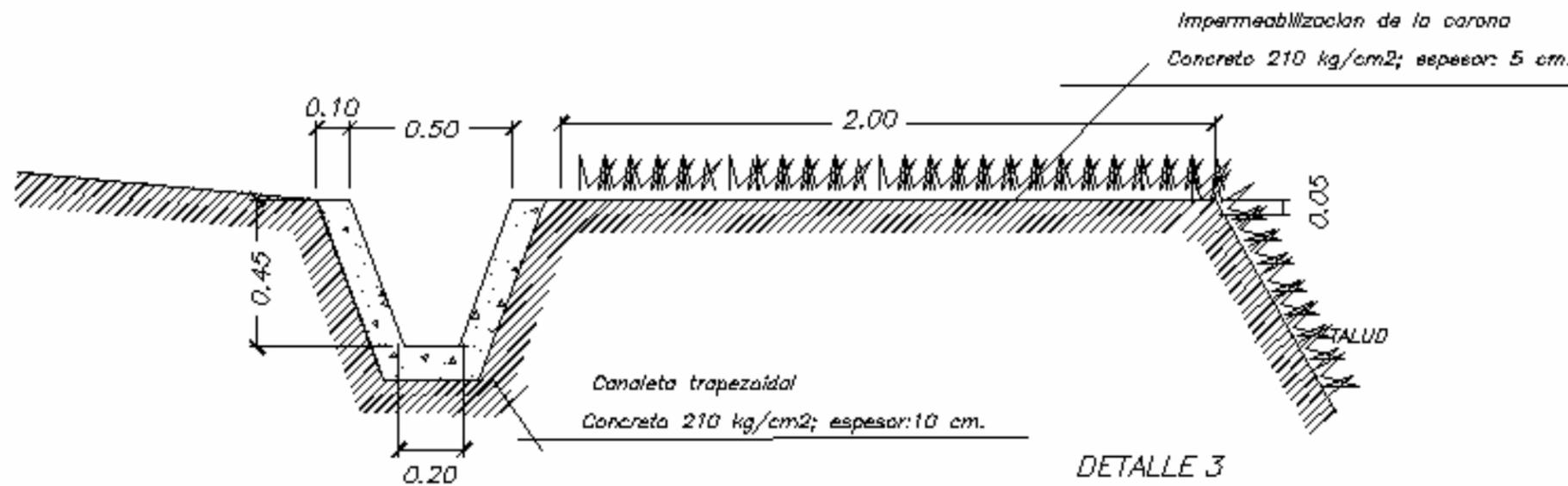


DETALLE 2

ESC 1:500

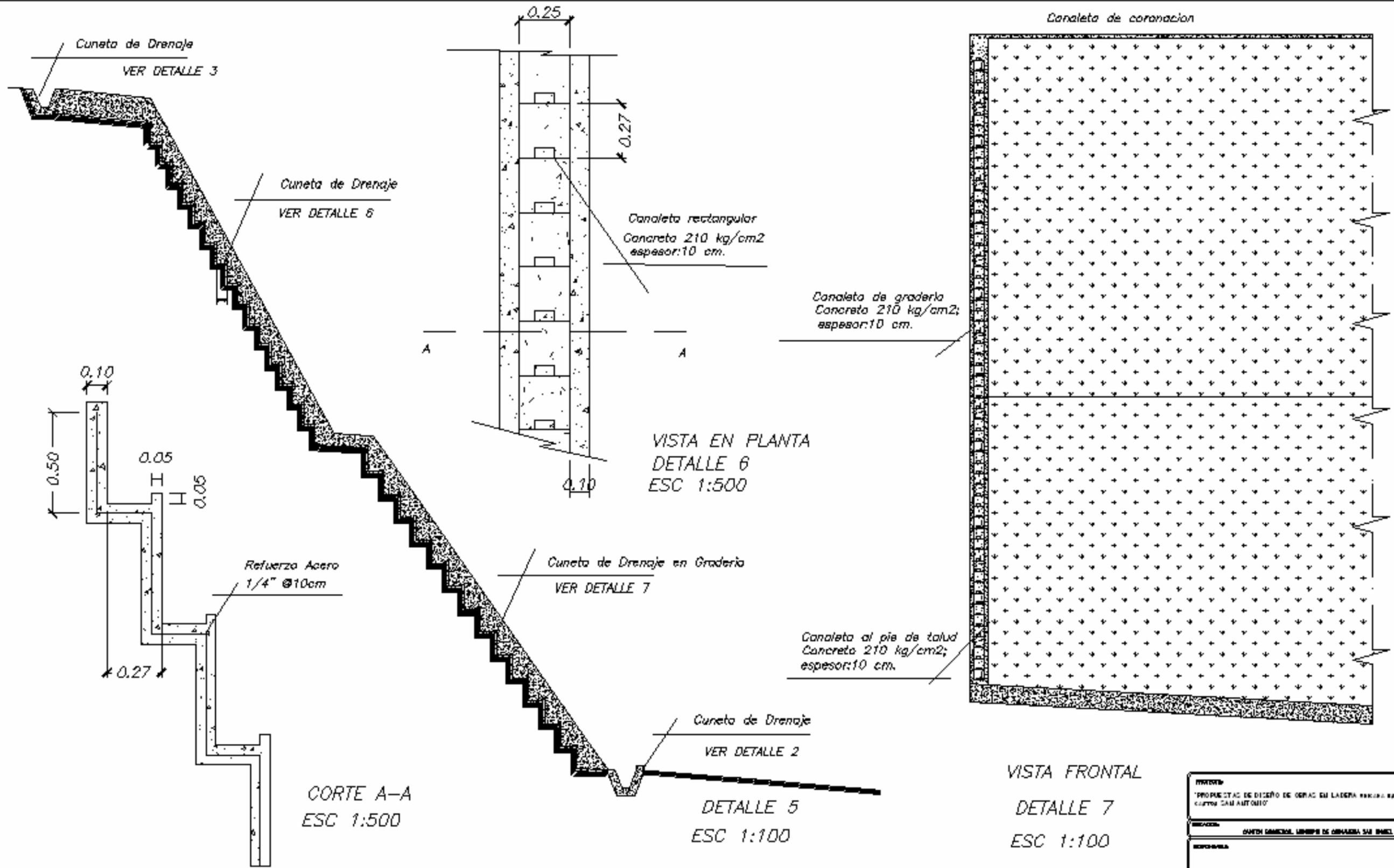


DETALLE 4  
ESC 1:500

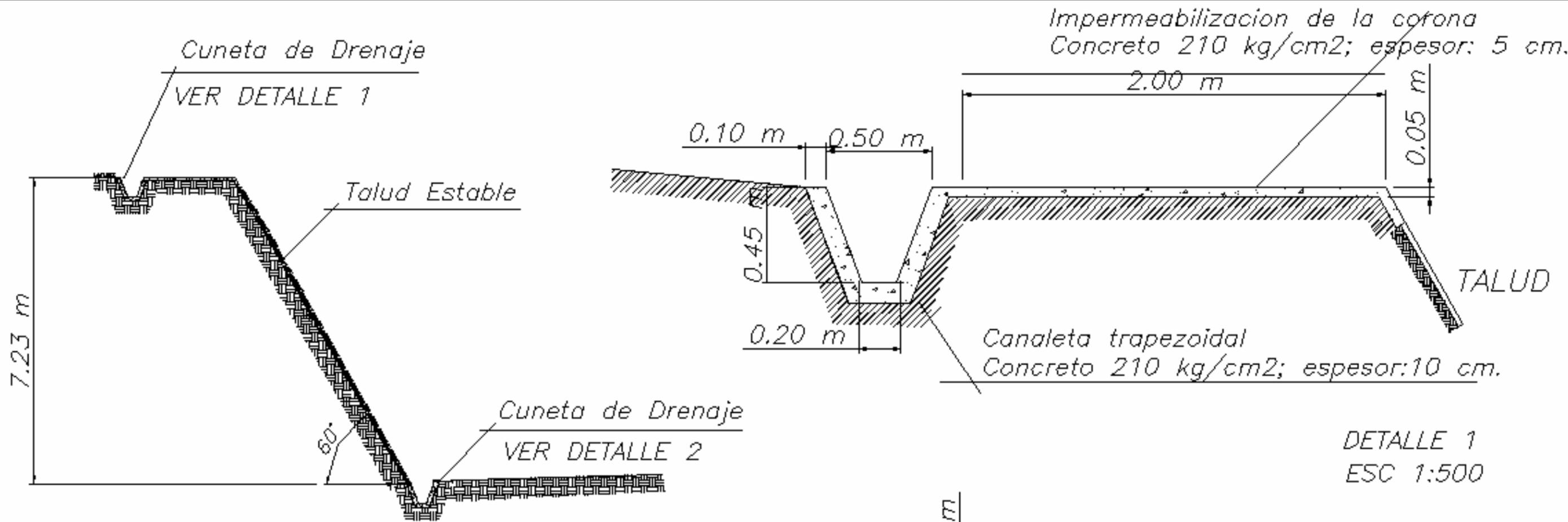


DETALLE 3  
ESC 1:500

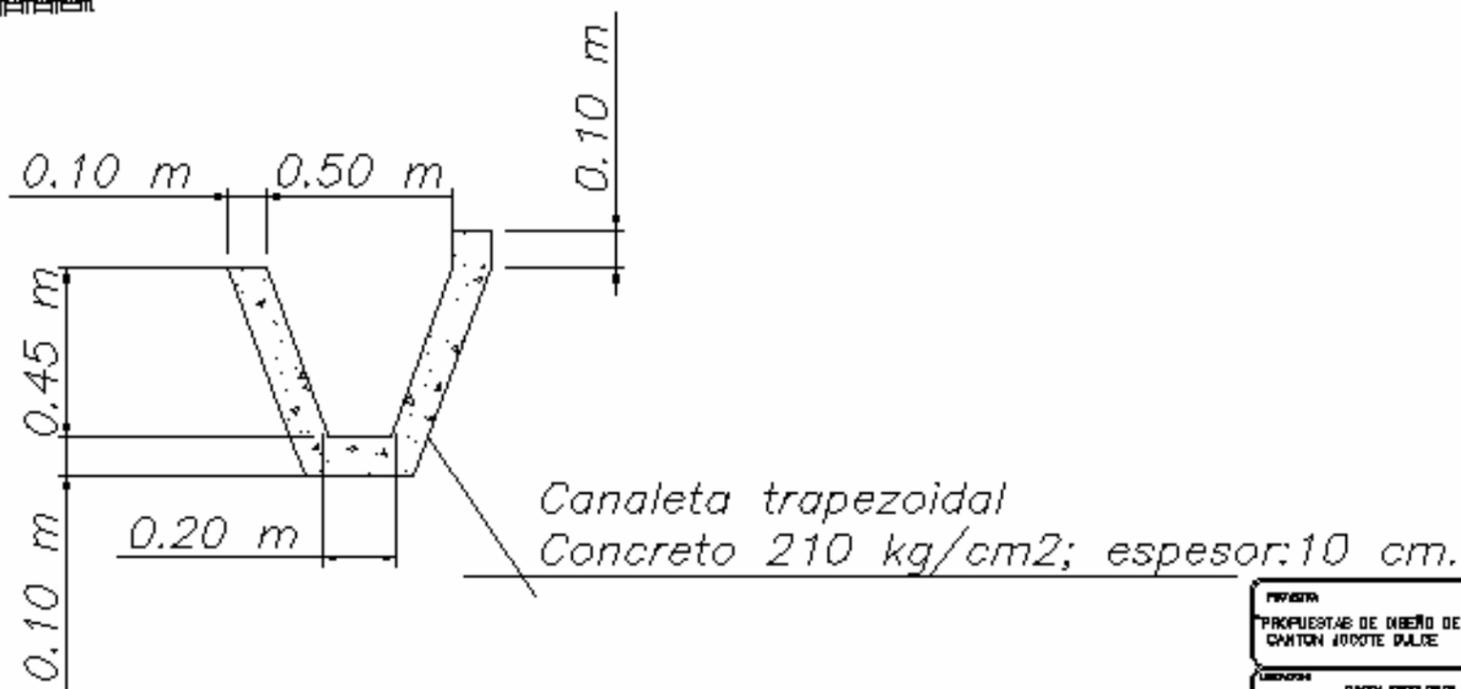
PROYECTO "PROYECTO DE DISEÑO DE OBRAS EN LA ZONA MARITIMA DE CAYAMA SAN ANTONIO"		
DISEÑO SANTA ROSALIA MARINO DE BARRERA SAN MIGUEL		
REVISIÓN		
AUTORIZACIÓN		
OBJETO DETALLES CONSTRUCTIVOS	DESB DE UNIDADES VARIAS	FOLIO No. 4/7
FECHA ABRIL 2005	ING. REVICADIA	



PROYECTO: PROYECTO DE DISEÑO DE OBRAS EN LAZARILLO PARA CARRERA SAN ANTONIO		
EMPRESA: INTECH S.A.S. - INGENIERIA Y ARQUITECTURA		
PROYECTO: DETALLES CONSTRUCTIVOS		
FECHA: ABRIL 2008	ESCALA: ESC. FINALES	Hoja No: 5/7

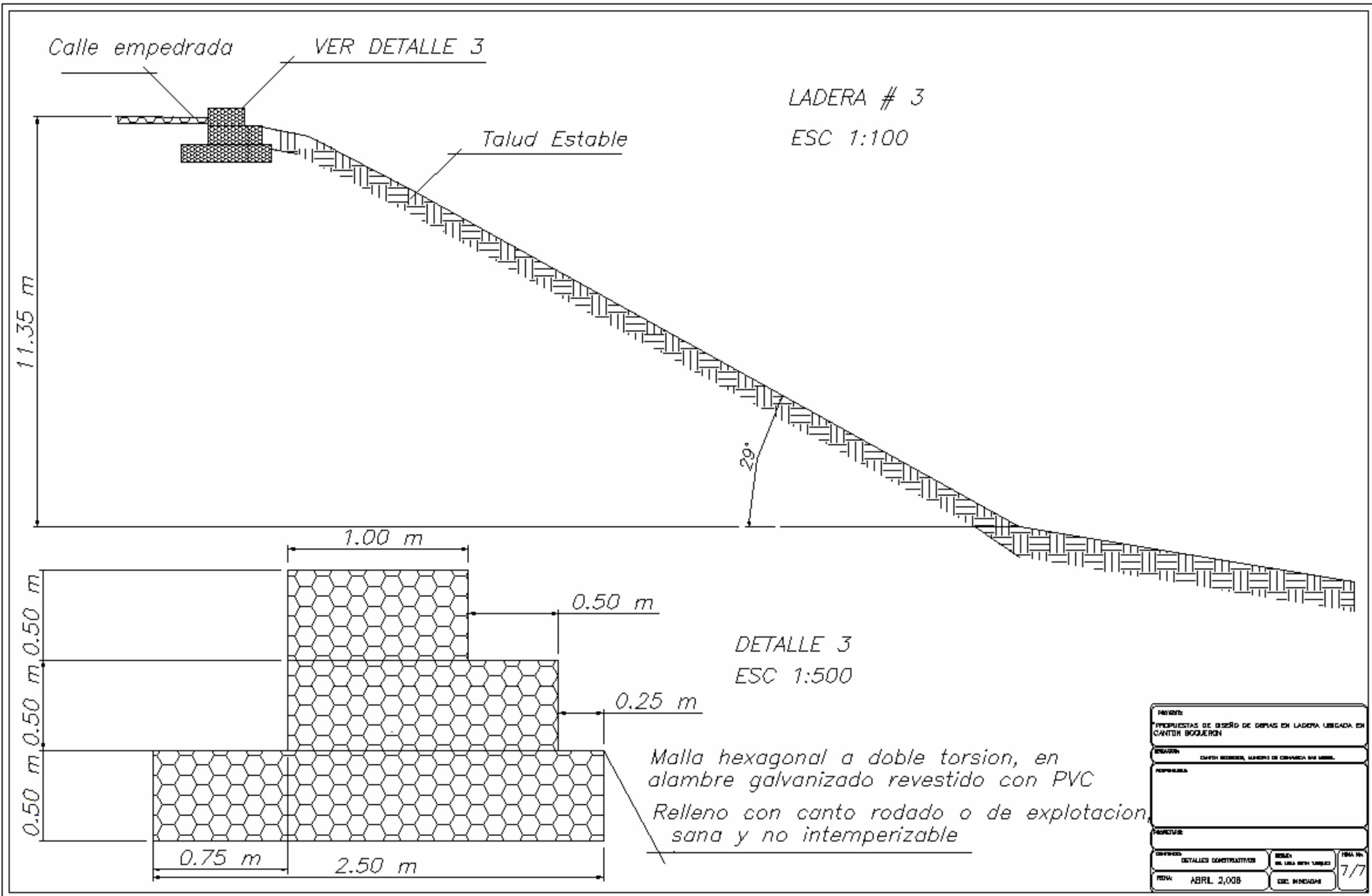


LADERA # 2  
ESC 1:100



DETALLE 2  
ESC 1:500

PROYECTO		
PROYECTOS DE DISEÑO DE OBRAS EN LADERA UBICADA EN CANTÓN JOOTE BALJE		
UBICACIÓN		
CANTÓN JOOTE DEL MUNICIPIO DE BALSAS DE BALSAS		
FECHA DE ELABORACIÓN		
FECHA DE APROBACIÓN		
CONTRATISTA	DISEÑO	HOJA No.
DETALLES CONSTRUCTIVOS	DR. LUIS ROY VALDES	6/7
FECHA	ELABORADO POR	
ABRIL 2008	ING. BOLIVANG	



PROYECTO:		
PROPUESTAS DE DISEÑO DE OBRAS EN LADERA UBICADA EN CANTÓN BOGUERÓN		
DISEÑADOR:		
CANTÓN BOGUERÓN, MANIFIESTO DE OBRAS DE OBRAS		
PROYECTISTA:		
PROYECTO:		
CONTENIDO:	SEÑALA:	HOJA No:
DETALLES CONSTRUCTIVOS	DE LA OBRA	7/7
FECHA:	ESC. INICIAL:	
ABRIL 2008		

Grafico 0  
Curvas I - D - F

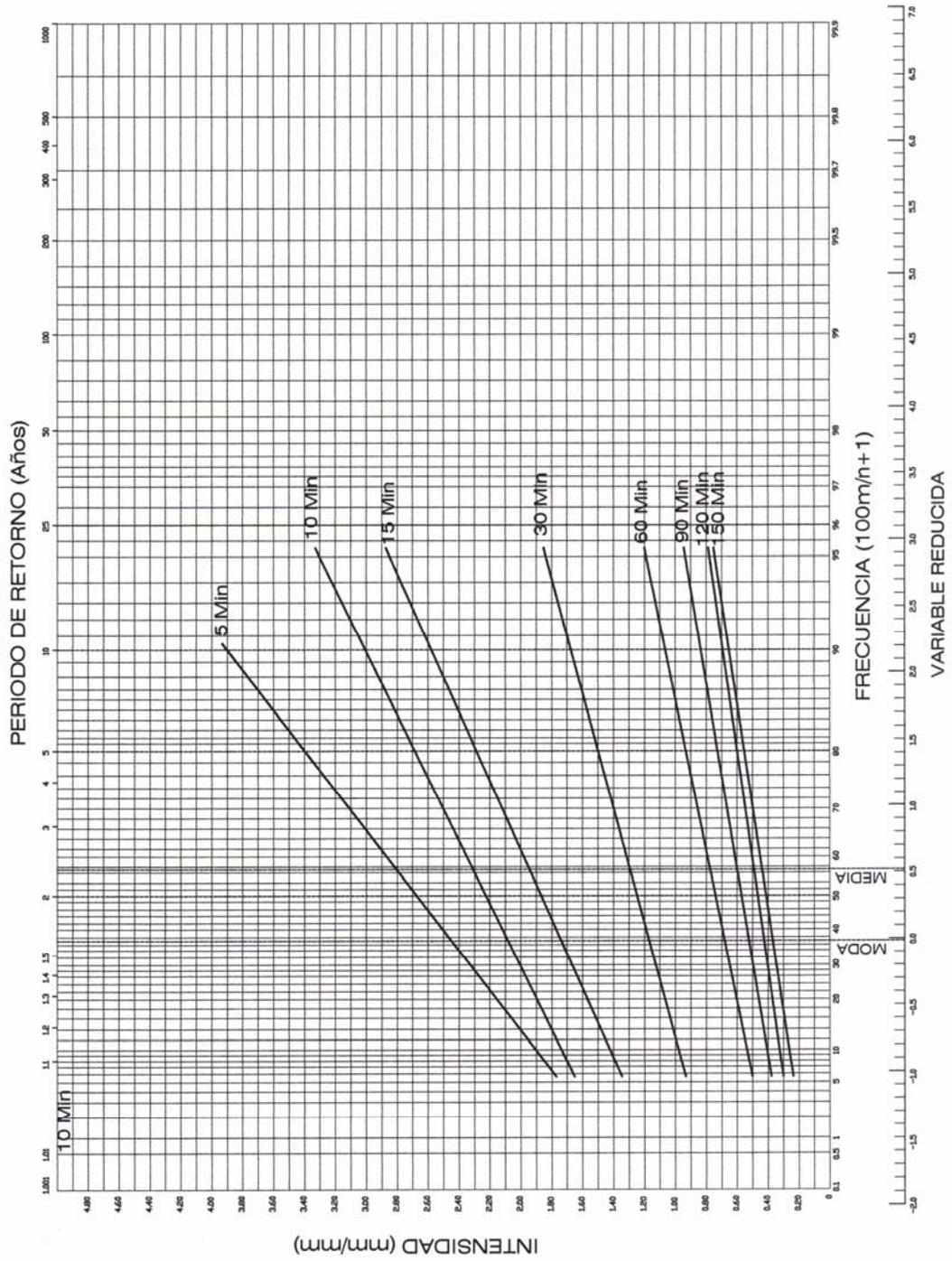
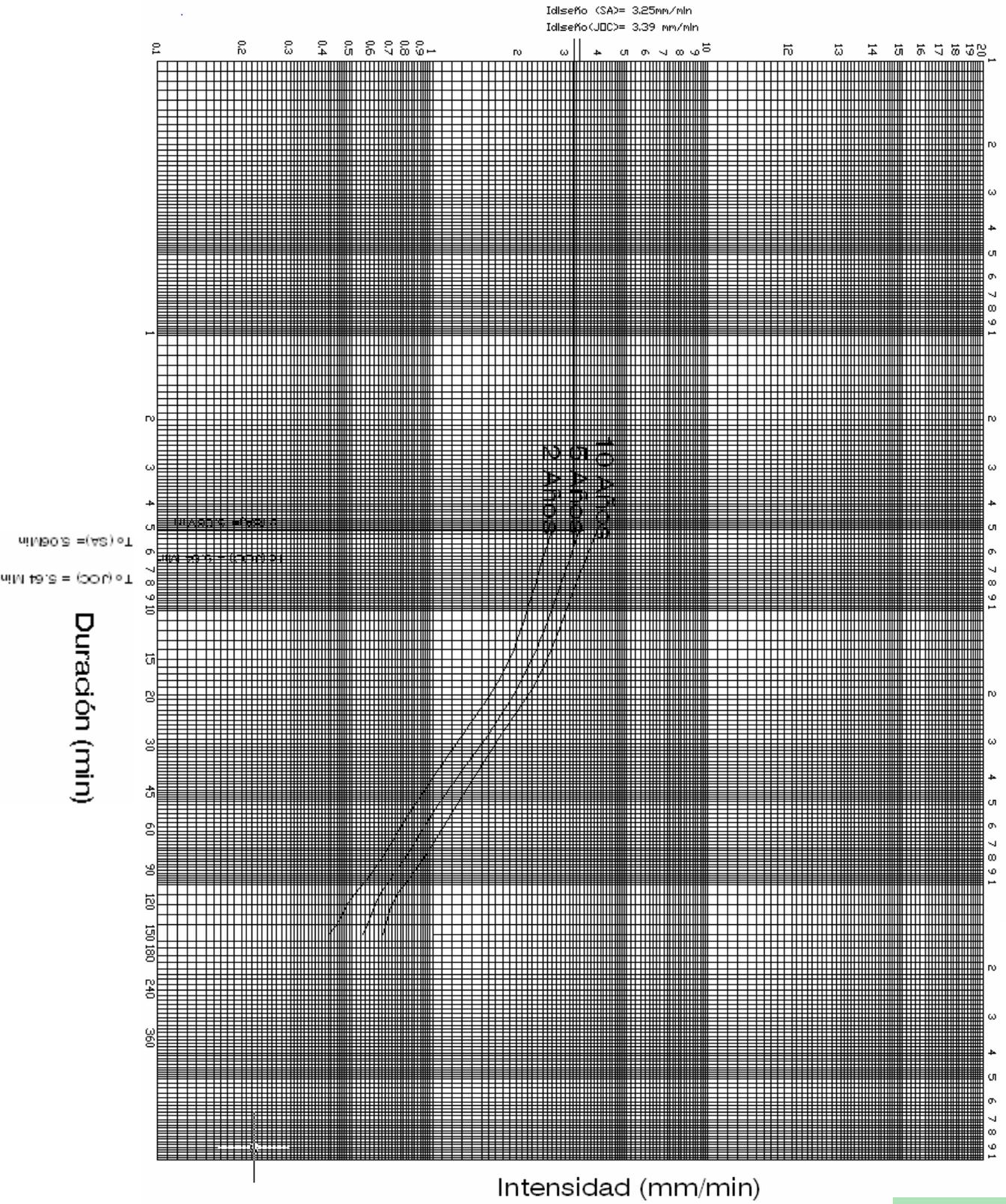


Gráfico 1

Intensidad de Diseño



## CHARLA DE PRESENTACION DE RESULTADOS A LA COMUNIDAD.

Con el propósito de dar a conocer los resultados de la investigación a la comunidad se impartió una charla a los líderes de los cantones San Antonio, Jocote Dulce y Boquerón. Se contó además con la participación de Miembros del Consejo Municipal de Chinameca, quienes se comprometieron a colaborar con las comunidades afectadas.



Figura 1: Preparativos para la exposición y entrega de folletos informativos a los asistentes.



Figura 2. Intervención del Ingeniero Guillermo Moya con la exposición de conceptos básicos sobre Gestión de Riesgo.



Figura 3. Miembros de la comunidad atentos a la charla.



Figura 4. Presentación de Resultados de la Investigación.

## Apéndice B.

El análisis estructural de los muro se de Gavión se realiza como el de muros de gravedad, grupo al cual pertenece este tipo de muros. Es necesario por tanto determinar:

- Estabilidad a vuelco y deslizamiento, aplicándose en el cálculo de empujes la teoría de Coulomb y determinándose el resto de fuerzas actuantes por equilibrio estático.
- Seguridad al hundimiento de la cimentación.
- Calculamos los empujes del terreno mediante la teoría de Coulomb para suelos granulares.

Para determinar el valor del empuje se utiliza la teoría de Coulomb, para lo cual tendremos:

- La superficie de rotura es plana  
La fuerza de rozamiento interno se distribuye en forma uniforme a lo largo de la superficie de rotura
- La cuña de terreno entre la superficie de rotura y el muro se considera indeformable
- Se desarrolla un esfuerzo de rozamiento entre el muro y el suelo en contacto, lo cual hace que la recta de acción del empuje activo se incline en un ángulo  $\delta$  respecto de la normal al paramento interno del muro.
- La rotura se analiza como bidimensional tomando una franja unitaria del muro considerando la estructura como continua e infinita.

Para no sobredimensionar la estructura dado que el gavión es permeable, se puede omitir el empuje hidrostático.

La estructura es armada por la malla que tiene una gran resistencia a la tracción manteniéndose la flexibilidad de la obra.

Las configuraciones mas utilizadas son las de las figuras 1a y la figura 1b. La figura 1c. puede ser utilizada en sustitución de la Figura 1b. en caso de grandes alturas. El muro con escalones externos a igualdad de volumen posee una mayor estabilidad.

Es conveniente inclinar el muro contra el terreno en un ángulo  $\alpha$  generalmente de  $6^\circ$  pudiéndose alcanzar los  $10^\circ$ , de esta forma disminuye el valor del coeficiente de empuje activo.

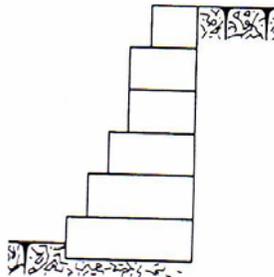


Figura A.1

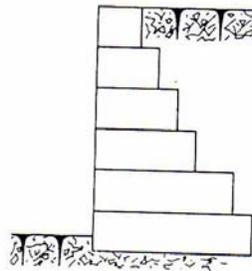


Figura A.2

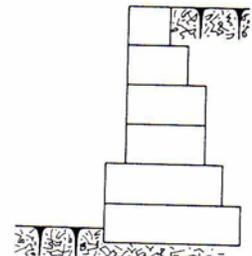


Figura A.3

### ■ Cálculos de empuje.

Se adopta en el cálculo el estado límite activo del terreno.

A los efectos de conocer el valor de los empujes es necesario el valor de la fricción interna de del suelo  $\phi$  y la cohesión  $c$ .

En el caso de muro con paramento vertical interno la superficie de empuje es el propio paramento interno del muro (Figura A.4). En el caso de muro con escalones internos, se considera la superficie que une los extremos internos superior e inferior del muro (Figura A.5).

Queda así determinado el ángulo  $\beta$  formado por el plano de empuje y la horizontal.

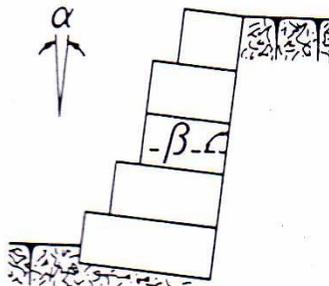


Figura A.4

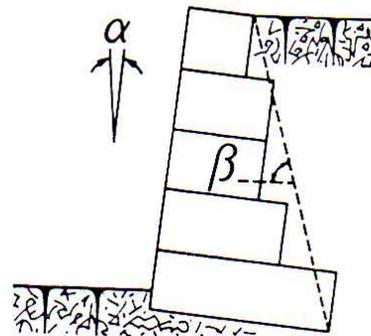


Figura A.5

Debe considerarse que tanto la fricción como la cohesión se alteran cuando se modifica la humedad del terreno. Dado que ambos parámetros influyen sensiblemente en la determinación del empuje activo debe cuidarse mucho cual es el valor adoptado. Suele ser conveniente despreciar la cohesión, ya que esta se modifica con el tiempo y tiene grande influencia sobre el valor final del empuje.

Tras el muro se admite una distribución uniformemente variada de presiones, con lo cual el empuje toma una configuración triangular.

El empuje activo es calculado en función del peso del terreno y de la altura del muro, siendo su valor reducido debido al coeficiente de empuje  $K_a$ .

El valor del coeficiente de empuje depende de  $\beta$ , de  $\varepsilon$  que es el ángulo del talud sobre el muro con la horizontal, de  $\varphi$  ángulo de fricción interna del terreno, de  $\delta$  ángulo de fricción entre muro y terreno.

El valor del coeficiente de empuje activo  $K_a$  es determinado por la expresión:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \varphi)}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \text{sen}(\varphi - \varepsilon)}{\text{sen}(\beta - \delta) \text{sen}(\beta + \varepsilon)}} \right]^2} \quad (\text{Ecuación A-1})$$

El empuje activo esta determinado por la expresión:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_a - 2cH \sqrt{K_a} \quad [t / m] \quad (\text{Ecuación A-2})$$

En la cual:

$\gamma_s$ = peso específico del suelo.

$c$ = cohesión

$H = [h + (b - a) \text{tg } \alpha] \cos \alpha$

$h$ = altura del muro

$b$ = base del muro despreciando los escalones externos

a= ancho del muro en la cima.

Debe recordarse la consideración hecha sobre la cohesión.

En el caso de sobrecarga, siendo q el valor de la misma, esta es asimilada a un relleno de altura  $h_s$  de las mismas características del terreno siendo  $h_s = q/\gamma_s$ . luego el empuje (Figura A-6) será:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_a \left( 1 + \frac{2h_s}{H} \right) - 2cH\sqrt{K_a} \quad (\text{Ecuación A-3})$$

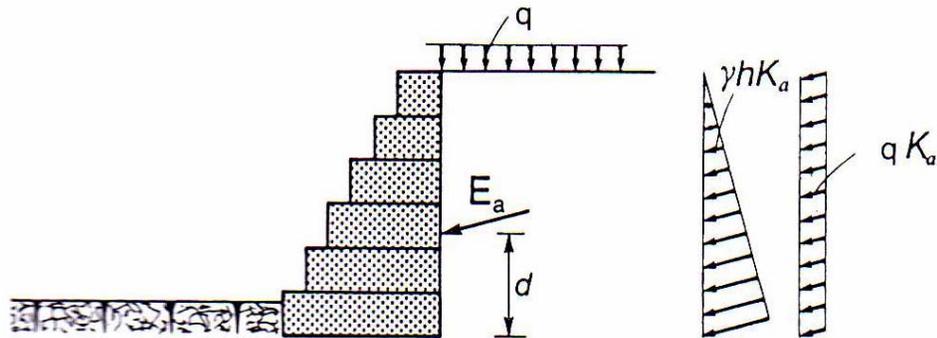


Figura A-6.

La altura del punto de empuje es de difícil evaluación y varía bastante en la práctica, normalmente puede producirse a una altura comprendida entre  $\frac{1}{2} H$  y  $\frac{1}{3} H$ .

Las variaciones se deben en algunos casos al desplazamiento del muro, a su rigidez e inclinación, a modificaciones en las características del terreno y sobrecarga.

Normalmente se considera a  $\frac{1}{3}$  de H. con sobrecarga tendremos:

$$d = \frac{H}{3} \left( \frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} \right) - B \operatorname{sen} \alpha \quad (\text{Ecuación A-4})$$

En la cual  $d$  es la altura de aplicación del empuje activo, medida en forma vertical desde la horizontal que pasa por el fulcro o punto de rotación  $F$  y  $B$  es la base del muro.

Si no hay sobrecarga

$$d = H/3 - B \sin \alpha, \text{ si } \alpha = 0, d = H/3$$

### ■ Criterios de verificación de la estabilidad

Se debe calcular:

- Seguridad al deslizamiento
- Seguridad al vuelco
- Carga sobre el terreno
- Verificación en secciones intermedias
- Seguridad de rotura global

Las fuerzas estabilizantes y desestabilizantes son indicadas en los diseños que siguen para muros con escalones internos (Figura A-7) y externos (Figura A-8).

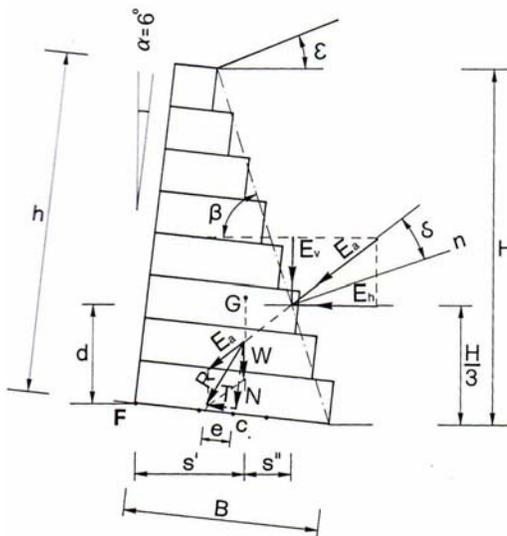


Figura A-7

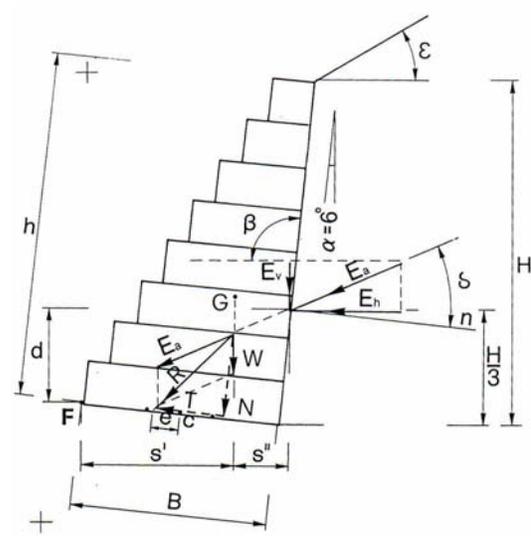


Figura A-8

## ■ Verificación de seguridad al deslizamiento

Se considera el plano ortogonal que pasa por la base del muro, tendremos:

$$\eta' = \frac{F_{en} \operatorname{tg} \varphi + F_{eh}}{F_d} \geq 1.5$$

(Ecuación A-5)

En la cual:

$F_{en}$  = Fuerza estabilizante normal

$F_{eh}$  = Fuerza estabilizante horizontal

$F_d$  = Fuerza desestabilizante

$$\eta' = \frac{[(W + E_v) \cos \alpha + E_h \operatorname{sen} \alpha] \operatorname{tg} \varphi + (W + E_v) \operatorname{sen} \alpha + c B}{E_h \cos \alpha} \geq 1.5 \quad (\text{Ecuación A-6})$$

En la cual:

$W$  = peso propio de la estructura. Depende de la sección del muro y del peso específico del relleno.

Normalmente el peso específico del gavión llenado con piedra partida de cantera se considera igual a 1.7 t/m<sup>3</sup>.

$E_v$  =  $E_a \operatorname{sen} (90^\circ + \delta - \beta)$ ; componente vertical del empuje activo

$E_h$  =  $E_a \cos (90^\circ + \delta - \beta)$ ; componente horizontal del empuje activo

$c$  = cohesión (es conveniente despreciarla)

$B$  = ancho de la base del muro

$\alpha$  = inclinación del muro.

Para la verificación del deslizamiento se ha transformado la fuerza normal en horizontal multiplicándola por el coeficiente  $f$ . este valor es el coeficiente de fricción suelo gavión.

En pruebas realizadas se han obtenido para terrenos cohesivos valores de rozamiento altos de 0.7 a 0.75, en este valor interviene la cohesión, sin la cual el coeficiente será menor.

Por seguridad se adopta siempre el mismo valor  $f = \text{tg } \varphi$  independiente de la cohesión, admitiéndose que el deslizamiento se produce entre terreno y terreno.

### ■ Verificación de seguridad al vuelco.

Se considera como fuerza desestabilizante, el peso propio del muro y la componente vertical del empuje activo y como desestabilizante, la componente horizontal del empuje activo; tendremos

$M_v = E_h d$ ; momento volcador

$M_r = W s' + E_v s$ ; momento resistente

En las cuales:

$d$  = distancia entre el fulcro y el punto de aplicación del empuje activo medida sobre la vertical.

$s = B \cos \alpha - \frac{H}{3} \left( \frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} \right) \frac{1}{\text{tg } \beta}$ ; distancia entre el fulcro y el punto de aplicación del empuje

medida sobre la horizontal.

$s' = X_g \cos \alpha + Y_g \sin \alpha$

en la cual :

$X_g$  y  $Y_g$ ; son las coordenadas del centro de gravedad del muro referida a un sistema de ejes cartesianos cuyo origen coincide con el punto F.

El coeficiente del vuelco será:

$$\eta' = \frac{M_r}{M_v} \geq 1.5$$

(Ecuación A-7)

Verificación de las tensiones transmitidas al terreno; cuando la resultante cae dentro del núcleo central las tensiones resultan:

$$\left. \begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{matrix} \right\} = \frac{N}{B} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) \left( \text{para caso de } e < \frac{B}{6} \right)$$

(Ecuación A-8)

En la cual:

$N = (W + E_v) \cos \alpha + E_h \sin \alpha$ , es la resultante de las fuerzas normales a la base del muro.

$$e = \frac{B}{2} - \left( \frac{M_r - M_v}{N} \right), \text{ es la excentricidad de la resultante.}$$

El valor de la tensión resultante debe mantenerse por debajo de la tensión admisible del terreno. Este valor puede calcularse aplicando las expresiones de Terzaghi, Hansen, Meyerhoff, etc. También pueden usarse las tablas que dan la resistencia en función del tipo de suelo y para arenas y arcillas, en función del SPT.

Debido a la alta flexibilidad de los gaviones es posible admitir que la resultante caiga fuera del núcleo central de inercia, sin llegar a valores elevados en la tensión de tracción, ya que se reduce la sección de trabajo de base.

La excentricidad real será:

$$e' = \frac{B}{2} - e \left( \text{para } e > \frac{B}{6} \right)$$

(Ecuación A-9)

$$\sigma_1 = \frac{2N}{3e'} \text{ [t/m}^2\text{]} \quad \text{(Ecuación A-10)}$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 \left( \frac{B - 3e'}{3e'} \right) \text{ [t/m}^2\text{]} \quad \text{(Ecuación A-11)}$$

Se considera conveniente que  $\sigma_2 \leq 2 \text{ t/m}^2$  en tracción y  $\sigma_1$  no deba sobrepasar la tensión admisible del terreno.

### ■ Seguridad a la rotura global.

La inestabilidad de una obra en gaviones puede darse para una rotura del conjunto suelo-muro a lo largo de una superficie cualquiera. El análisis se realiza para diferentes superficies y se determina aquella de rotura crítica. El coeficiente de seguridad debe dar entre 1.2 y 1.3.

La superficie de rotura es normalmente una espiral logarítmica, pudiendo por simplificación ser admitida circular y calculada por el método de las dovelas, Bishop, etc.

## TERMINOLOGIA Y DEFINICIONES

Este apartado define y permite la facilidad de aplicación de algunos términos usados en este trabajo de investigación y en el campo general de la gestión de riesgo y análisis de estabilidad.

**ACEQUIA:** Zanja o canal por donde son conducidas las aguas para el riego o para otros usos.

**AGUA SUBTERRÁNEA:** Agua existente debajo de la superficie terrestre en una zona de saturación, donde los espacios vacíos del suelo están llenos de agua.

**AGUA SUPERFICIAL:** Agua que fluye o se almacena sobre la superficie del terreno. Es equivalente a: agua de superficie.

**ALTERACIÓN HIDROTÉRMICA:** Proceso de alteración a minerales secundarios, por la acción de aguas subterráneas calientes, es decir, la última fase de la actividad ígnea.

**ALUVION:** es material detrítico transportado y depositado transitoria o permanentemente por una corriente de agua, que puede ser repentina y provocar inundaciones. Dicho material puede estar compuesto por arena, grava, arcilla o limo.

**AMENAZA:** peligro latente que representa la probable manifestación de un fenómeno físico de origen natural, socio-natural o antropogénico, que se anticipa, puede producir efectos adversos en las personas, la producción, la infraestructura y los bienes y servicios. Es un factor de riesgo físico externo a un elemento o grupo de elementos sociales expuestos, que se expresa como la probabilidad de que un fenómeno se presente con una cierta intensidad, en un sitio específico y dentro de un período de tiempo definido.

**ANTRÓPICO O ANTROPOGÉNICO:** de origen humano o de las actividades del hombre, incluidas las tecnológicas.

**BRECHA VOLCÁNICA:** Roca formada por fragmentos de rocas volcánicas y fragmentos de las rocas encajantes a veces, cementados por cenizas y lapillis.

**CARACTERIZACIÓN:** comprende la exploración del subsuelo, la definición del origen geológico de las diferentes unidades que lo conforman, y ensayos de laboratorio que permitan conocer en forma adecuada las características físico-mecánicas e hidráulicas del subsuelo, que gobiernan su comportamiento.

**CÁRCAVA:** Formas erosivas, a modo de hendidura o excavación del terreno, producidas por las aguas de arrollada.

**CAUDAL:** Volumen de agua que fluye a través de una sección transversal de un río o canal en la unidad de tiempo.

**CENIZA VOLCÁNICA:** Fragmentos muy pequeños de lava o roca que pueden llegar a tener el tamaño del polvo, esto es menor a 1/256 mm y se forma con la actividad explosiva de un volcán. Procede del magma material rocoso desmenuzado, debido a la pulverización entre la fase líquida y gaseosa producida en el conducto volcánico.

**COLUVIÓN:** Sedimento constituido por material procedente de erosión, acumulado al pie de las laderas por la acción de la gravedad.

**CONSERVACIÓN DE SUELOS:** Tecnologías que conducen al óptimo uso del suelo alcanzando su mayor capacidad de producción sin que se produzca su deterioro físico, químico o biológico.

**CONTENIDO DE HUMEDAD DEL SUELO:** Porcentaje de agua en el suelo, expresada con relación al peso del suelo seco o en volumen.

**CUENCA:** Es la unidad espacial natural de la biogeoestructura, donde se integran los componentes sólidos, líquidos y gaseosos, formando unidades definidas de ocupación del espacio. El conjunto de cuencas constituye una región.

**CUNETAS:** obras diseñadas para el control de aguas superficiales (captación y conducción) producidas principalmente por la escorrentía, las cuales se pueden localizar en la corona, puntos intermedios (bermas) y pie de los taludes, y en otras estructuras de control de erosión.

**CURVA DE FRECUENCIA:** Curva que relaciona los valores posibles de una variable, por ejemplo el valor de un suceso hidrológico específico, con la frecuencia de su ocurrencia

**DEFORESTACIÓN:** Acción de eliminar el bosque de forma permanente para un uso no forestal, con reducción de cobertura de copas de árboles a menos del 10%.

**DESASTRE:** situación o proceso social que se desencadena como resultado de la manifestación de un fenómeno de origen natural, socio-natural o antrópico que, al encontrar condiciones propicias de vulnerabilidad en una población y en su estructura productiva e infraestructura, causa alteraciones intensas, graves y extendidas en las condiciones normales de funcionamiento del país, región, zona o comunidad afectada, las cuales no pueden ser enfrentadas o resueltas de manera autónoma utilizando los recursos disponibles a la unidad social directamente afectada.

**DESLIZAMIENTO:** movimiento de los materiales que conforman el talud, generalmente a lo largo de la superficie.

**EROSIÓN DEL SUELO:** Remoción y transporte de partículas de suelo por movimiento de un fluido: agua o viento. En el caso del agua, la erosión laminar es producida por las gotas de lluvia y un flujo superficial ligero, mientras que la erosión interlaminar se produce cuando aumenta el flujo de agua. Con la erosión en surcos se llegan a producir canales y regueros. Por último, el movimiento en masa y la formación de badland corresponde a los procesos erosivos más graves y visibles.

**EROSIÓN EÓLICA:** Es la manifestación de la acción del viento sobre la superficie terrestre (expresada en lenguas de avance, médanos, pavimentos y acumulaciones).

**EROSIÓN HÍDRICA:** Es la manifestación de la acción de las lluvias sobre la superficie terrestre (expresada a través de cárcavas, erosión laminar, denudación y arrastre de material).

**ESCORRENTÍA:** Parte de la precipitación que se presenta en forma de flujo en un curso de agua. La pérdida de suelos, por lo general en terrenos inclinados y sin cobertura vegetativa es causada principalmente por la acción del agua.

**ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL:** Movimiento del agua desde una mayor altura a otra menor respecto del nivel de mar y que generalmente está asociado pro el fenómeno de la erosión pluvial.

**ESTABILIDAD:** Propiedad de un sistema, en reposo o movimiento permanente, en el que toda perturbación introducida en él decrece.

**ESTABILIZACIÓN DE DESLIZAMIENTOS DE TIERRA:** Medidas para prevenir el deslizamiento de tierra.

**ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA:** Estación en la que sólo se realizan observaciones acerca de la precipitación.

**ESTRATIGRAFÍA:** Ciencia derivada de la geología que trata de la descripción de los estratos que forman la corteza terrestre y su organización en unidades distintivas, útiles, reconocibles, sobre la base de sus propiedades o atributos inherentes.

**ESTRATO:** Capa de roca de origen sedimentario, generalmente tabular, que posee determinadas propiedades o atributos que la distinguen de las capas adyacentes por planos de estratificación visibles.

**FALLA:** Son un tipo de deformación de la corteza terrestre que finaliza en ruptura, dando lugar a una gran variedad de estructuras geológicas.

**FACTOR DE SEGURIDAD:** se entiende como la relación entre la resistencia al corte del terreno y la resistencia al deslizamiento necesaria para mantener el equilibrio estricto.

**FÓRMULA DE MANNING:** Una ecuación que se usa para calcular la velocidad de la corriente del agua en un canal abierto.

**GAVIONES:** Obra de mampostería de cauces, de cárcavas y de contención de taludes y laderas inestables. Consiste en un conjunto de paralelepípedos fabricados con malla hexagonal en alambre de acero galvanizado, rellena con piedras (de preferencia grava de río). La altura, largo y ancho de la obra se calculará según las condiciones del terreno y el tipo de relleno del gavión, como profundidad del cauce, cárcava o talud, deformación de la obra, capacidad de soporte y estabilidad del suelo. En tratamientos menores se sugiere construir estructuras con un límite de altura entre 2 a 3 metros.

**GEOTEXTIL:** El geotextil es un geosintético plano constituido por fibras poliméricas unidas por tejido, punzonado o termofijado y diseñado con determinadas características de resistencia y

porosidad para utilizarlos en la solución de diversos problemas geotécnicos relacionados con la filtración, drenaje, estabilización y refuerzo de suelos.

**HUMEDAD DEL SUELO:** Humedad contenida en la porción de suelo por encima del nivel freático, incluyendo el vapor de agua presente en los poros del suelo.

**INFILTRACIÓN:** Es la capacidad que tiene el suelo para absorber agua en los diferentes estratos.

**INTENSIDAD DE LLUVIA:** Tasa de lluvia expresada en unidades de altura por unidad de tiempo.

**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.

**LAPILLI:** Pequeña piedra esponjosa como la pómez con un tamaño que va de 1 mm a 5 cm, el lapilli es resultado de erupciones violentas.

**MAPA DE RIESGOS:** Nombre que corresponde a un mapa topográfico de escala variable, al cual se le agrega la señalización de un tipo específico de riesgo, diferenciando las probabilidades alta, media y baja de ocurrencia de un desastre.

**METEORIZACION:** también puede definirse como la descomposición de la roca, en su lugar; sería un proceso estático por el cual la roca se rompe en pequeños fragmentos, se disuelve, se descompone, se forman nuevos minerales, obteniendo así la remoción y el transporte de detritus en la etapa siguiente que vendría a ser la erosión.

**MITIGACIÓN (REDUCCIÓN) DE RIESGOS DE DESASTRE:** ejecución de medidas de intervención dirigidas a reducir o disminuir el riesgo existente. La mitigación asume que en muchas circunstancias no es posible, ni factible, controlar totalmente el riesgo existente; es decir, que en muchos casos no es posible impedir o evitar totalmente los daños y sus consecuencias, sino más bien reducirlos a niveles aceptables y factibles.

**MUESTRA INALTERADA:** Aquella muestra que conserva la estructura natural del terreno hasta el momento del ensayo.

**NIVEL FREÁTICO:** Lugar geométrico de los puntos donde la presión del agua es la atmosférica. Por debajo de él las presiones son positivas (agua freática) y por encima negativas (agua capilar, si está en comunicación con el agua freática, o agua de contacto si no lo está). La altura que alcanza el agua al perforar un pozo, define un punto del nivel freático.

**PERIODO DE RETORNO DE LA INTENSIDAD DE LA LLUVIA:** Intervalo medio, en años, entre la ocurrencia de una lluvia de una intensidad dada y otra de intensidad igual o mayor.

**PERMEABILIDAD:** factor que mide la resistencia de los materiales al libre flujo del agua, y puede definir el régimen de aguas subterráneas, concentración de corrientes, etc.

**PIROCLASTO:** Material de lava fragmentado por efecto de las explosiones o interacciones líquido-gas en la columna eruptiva de un volcán.

**POROSIDAD:** Relación entre el volumen de intersticios en una muestra dada de un medio poroso, por ejemplo

**PREVENCION:** Medidas y acciones dispuestas con anticipación con el fin de evitar o impedir que se presente un fenómeno peligroso o para evitar o reducir su incidencia sobre la población, los bienes y servicios y el ambiente

**RIESGO:** Es la probabilidad que se presente un nivel de consecuencias económicas, sociales o ambientales en un sitio particular y durante un período de tiempo definido. Se obtiene de relacionar la amenaza con la vulnerabilidad de los elementos expuestos.

**SUELO:** La formación de los suelos depende de un largo y complejo proceso de descomposición de las rocas, en el cual intervienen factores físicos, químicos y biológicos.

**SUPERFICIE DE FALLA DE UN TALUD:** zona dentro del talud que delimita la superficie probable de rotura o deslizamiento, la cual se encuentra relacionada con las condiciones geotécnicas del talud, de allí la importancia del conocimiento del tipo de material, formación y estructura geológica y propiedades mecánicas del talud, entre otros, así como, los factores externos topográficos, sísmicos y climatológicos, complementados con las condiciones de aguas

superficiales y subterráneas, que permitirán analizar el comportamiento de un talud (factores de seguridad) y definir las obras necesarias para su estabilización.

**SUSCEPTIBILIDAD:** hace referencia a la predisposición del terreno a la ocurrencia de deslizamiento y no implica el espacio temporal del fenómeno.

**TALUD.** Corte del suelo en forma inclinada (no a plomo).

**TERRAZAS:** Son obras de conservación de suelo en terreno con pendientes.

**VULNERABILIDAD:** factor de riesgo interno de un elemento o grupo de elementos expuestos a una amenaza. Corresponde a la predisposición o susceptibilidad física, económica, política o social que tiene una comunidad de ser afectada o de sufrir efectos adversos en caso de que se manifieste un fenómeno peligroso de origen natural, socio natural o antrópico. Representa también las condiciones que imposibilitan o dificultan la recuperación autónoma posterior. Las diferencias de vulnerabilidad del contexto social y material expuesto ante un fenómeno peligroso determinan el carácter selectivo de la severidad de sus efectos.

**VEGETACIÓN:** La cubierta vegetal, como conjunto, de un área determinada, independientemente de sus componentes sistemáticos; por ej.: la vegetación de la Provincia XX o la vegetación de la región Patagónica, etc. No es sinónimo de "flora".

## FUENTES DE CONSULTA.

### Bibliografía

Kuroiwa, Julio, Reducción de Desastres. Viviendo en Armonía con la Naturaleza. 1ª edición, Lima Perú, 2002.

López Santiago, Francisco, Dikau et al, Manual de Ingeniería de Taludes, Departamento de Geología y Geotecnia de EPTISA, AD, Editorial IGME, España, 1991.

González de Vallejo, Luís I, Dikau et al, Ingeniería Geológica, Editorial Prentice Hall. España 2004.

Crespo Villalaz, Carlos, Mecánica de los Suelos y Cimentaciones, Editorial Limusa, 5ª Edición, México 2005.

Suárez Díaz, Jaime, Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, Colombia 2002.

Juárez Badillo, Eulalio, Rico Rodríguez, Alfonso, Mecánica de Suelos, Tomo I, Editorial Limusa, México, 1995.

W. Abramson, Lee, Dikau et al, Slope Stability and Stabilization Methods, Second Edition, John Wiley and Sons, Inc, United States of America, 2002.

Departamento de Mecánica Estructural, Guía de Laboratorio de Geotecnia, Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, Antiguo Cuscatlán, 2005.

Gellert, Gisela, Gestión de Riesgos en Centroamérica, Talleres de Magna Terra Editores, Guatemala, Octubre 2003.

CEPRODE, Fascículo Deslizamiento, Serie Didáctica Gestión de Riesgo y Desastre, El Salvador, Marzo 2002.

CEPRODE, La Gestión del Riesgo. Una Opción para Reducir y Enfrentar el Impacto de los Desastres, El Salvador, Junio 2001.

Ríos Benítez, Cristóbal Hernán, Dikau et al, Análisis de Amenazas Naturales y la Elaboración de una Propuesta de Reducción de Riesgos para El Municipio de Chinameca, Universidad de El Salvador, San Miguel Agosto 2004

CRS, Fundación San Jorge, USAID, Programa Regional para la Mitigación de Desastres, Chinameca, Octubre 2001.

Ministerio de Obras Públicas. Diseño Final y Documentos de Licitación para el Proyecto de Rehabilitación de la Carretera CA-1, Tramo Curva de la Leona Km.53, dañada por los terremotos del 13 de Enero y 13 de Febrero de 2001. Septiembre 2003.

Ministerio de Obras Públicas. Monitoreo de los taludes 8 y 10 de la carretera CA - 1 en los chorros. Febrero 2002

Geólogos del mundo, Caracterización de amenazas geológicas en la ladera sur-occidental del volcán Chaparrastique, 2004.

Belén Benito, Maria, Dikau et al, Caracterización del movimiento del suelo y sus efectos en la infraestructura durante los terremotos del 2001, El Salvador, Primera edición, 2005, San Salvador, El Salvador, CA.

Revista ASIA # 138,139, 140

Ministerio de Medio ambiente y Recursos naturales, Atlas de agricultura y bosque, El Salvador, 2002

PASOLAC, 2000. Guía técnica de conservación de suelos y agua. 1ª. ed. San Salvador, El Salvador.

## Tesis.

Arévalo Saade, Camilo Ernesto, Dikau et al, Deslizamientos: fundamentos, investigación y aplicaciones a fenómenos desencadenados por los terremotos de Enero y Febrero de 2001, UCA, 2001

Aguilár Muñoz, Viviana, Dikau et al, Aproximación a un Modelo de Susceptibilidad a Movimientos de Masa en el Eje Cafetero, Colombia. Universidad del Valle, Santiago de Cali, 2002.

Chevez Rivera, Yolanda Orit, Dikau et al, Estudio Hidro-Ambiental de las Zonas de Recarga Hídrica de la Ciudad de San Miguel, Universidad de El Salvador, Junio 2005.

## Mapas

CENTRO NACIONAL DE REGISTROS. Cuadrantes topográficos. Chinameca, San Miguel.

CENTRO NACIONAL DE REGISTROS. Cuadrante de Riesgo. Chinameca, San Miguel.

## Recursos electrónicos

Guía para Identificar Problemas de Deslizamiento. <http://www.cepis.ops-oms.org>

Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales. <http://www.marn.gob.sv>

Ministerio de Educación <http://www.mined.gob.sv>

Fondo de Inversión Social <http://www.fisd.gob.sv>

Servicio Nacional de Estudios Territoriales. <http://www.snet.gob.sv>

Ministerio de Obras Públicas. <http://www.mop.gob.sv>

Aplicación en Red para casos de Emergencia Arce. <http://www.proteccioncivil.org/>

Instituto Geológico y Minero de España. <http://www.igme.es>

Centro Nacional de Tecnología Agropecuaria y Forestal. <http://www.centa.gob.sv>

Centro Regional de Información sobre Desastres en América Latina y el Caribe.  
<http://www.crid.or.cr>

The Vetiver Network. <http://www.vetiver.com>

Centro de protección para Desastres. <http://desastres.ceprode.org.sv>

<http://www.ingenieriageologica.com>

<http://www.elingenierocivil.com>

<http://www.desastres.ops.org.sv>

<http://www.maccaferri.com>

Software.

Stabl5. Universidad de Purdue

Snailz. California Department of transportation