

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



TRABAJO DE GRADUACIÓN:

“EVALUACIÓN DE ESTABILIDAD DE TALUD EN CARRETERA DE
CACAOPELA-CORINTO, TRAMOS 1+450 y 1+690”

PRESENTADO POR:

RODRIGUEZ SARAVIA EMERSON EDGARDO

ROSALES SALGADO IVIS MERLINY

PARA OPTAR AL GRADO DE:

INGENIERO CIVIL.

DOCENTE ASESOR:

ING. GUILLERMO MOYA TURCIOS

NOVIEMBRE DE 2014

SAN MIGUEL, EL SALVADOR, CENTRO AMERICA

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
AUTORIDADES UNIVERSITARIAS

ING. MARIO ROBERTO NETO LOVO
RECTOR

MS.D ANA MARIA GLOWER DE ALVARADO
VICERECTORA ACADEMICO

DRA. ANA LETICIA ZA VALETA DE AMAYA
SECRETARIA GENERAL

FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
AUTORIDADES UNIVERSITARIAS

LIC. CRISTOBAL HERNAN RIOS BENITEZ
DECANO

LIC. CARLOS ALEXANDER DIAZ
VICE DECANO

LIC. JORGE ORTEZ HERNÁNDEZ
SECRETARIO

FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ING. JUAN ANTONIO GRANILLO COREAS
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ING. GUILLERMO MOYA TURCIOS
DOCENTE ASESOR

ING. MANUEL DOLORES QUINANILLA
TRIBUNAL CALIFICADOR

ING. FRANCISCO AGUIRRE GALLO
TRIBUNAL CALIFICADOR

INGA. MILAGRO DE MARIA ROMERO DE GARCIA
COORDINADORA GENERAL DE PROCESOS DE GRADUACION

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

TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO AL GRADO DE:
INGENIERO CIVIL

TITULO:

“EVALUACIÓN DE ESTABILIDAD DE TALUD EN CARRETERA DE
CACAOPELA-CORINTO, TRAMOS 1+450 y 1+690.

PRESENTADO POR:

RODRIGUEZ SARAVIA EMERSON EDGARDO
ROSALES SALGADO IVIS MERLINY

TRABAJO DE GRADUACIÓN APROBADO POR:

ING. GUILLERMO MOYA TURCIOS

DOCENTE DIRECTOR

CIUDAD UNIVERSITARIA, SAN MIGUEL, NOVIEMBRE DE 2014

TRABAJO DE GRADUACION APROBADO POR:

ING. GUILLERMO MOYA TURCIOS
DOCENTE DIRECTOR

ING. FRANCISCO AGUIRRE GALLO
JURADO CALIFICADOR

ING. MANUEL DOLORES QUINTANILLA
JURADO CALIFICADOR

ING. MILAGRO DE MARIA ROMERO BARDALES
COORDINADORA GENERAL DE PROCESOS DE GRADUACION

AGRADECIMIENTOS ESPECIALES

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

Al Ing. Dilber Antonio Sánchez Vides por su colaboración y aporte en el desarrollo de toda nuestra investigación.

A los miembros del jurado: Ing. Francisco Aguirre, Manuel Dolores Quintanilla por su tiempo y sugerencias en la realización de nuestra investigación.

A Carlos Morataya por su asesoría en la realización de los ensayos de laboratorio.

A nuestra compañera y amiga Yosabeth Catalina Martínez Hernández, por su ayuda y disposición en la realización de los ensayos de laboratorio.

Toda la formación de mi carrera en este tiempo establecido lo dedico a mi único amigo, a Dios, quien fundamentó su palabra en mí, quien alentó mis días con una paz incomparable, formó e hizo único cada momento de mi vida a él sea la gloria y lo honra por siempre.

“No temas, porque yo estoy contigo; no desmayes, porque yo soy tu Dios que te esfuerzo; siempre te ayudaré, siempre te sustentaré con la diestra de mi justicia.”

Isaías 41:10

Agradezco a mis Padres por su apoyo incondicional, por cada palabra de aliento en los momentos que parecían difíciles, por su amor y sobre todo por estar conmigo hasta el final, y por dejarme compartir con ellos todos los momentos de mi vida y aun aquellos que falten por siempre.

A mis hermanos por su apoyo incondicional y económico por creer en mí siempre.

A toda la familia espiritual quienes extendieron sus oraciones ante nuestro Dios por cada esfuerzo inmerecido en mi vida.

A todos los maestros que hicieron posible mi formación durante toda mi carrera, sin sus conocimientos no hubiese sido posible llegar hasta aquí.

A mi amigo y compañero Emerson, por su paciencia y perseverancia al final de este trabajo.

A mis amigos Yosabeth y Miguel por sus buenos deseos y palabras de motivación para seguir adelante.

“PORQUE MEJOR ES UN DIA EN TUS ATRIOS QUE MIL FUERA DE ELLOS”

Salmo 84:10

Ivis Rosales

A Dios, por darme la sabiduría a cada momento y por fortalecer mi corazón para mantenerme firme y poder continuar con mis objetivos propuestos hasta alcanzar la meta.

Mi madre, Nohemy Angélica Saravia de Rodríguez, por brindarme su amor, su confianza e impulsarme a cada momento. Por ayudarme a levantarme cuando sentía caer, por sus consejos y motivarme a continuar.

Mi padre, Carlos Antonio Rodríguez, por su gran apoyo y ejemplo de tenacidad, esfuerzo y honestidad. Por enseñarme a luchar por conseguir mí anhelo.

A mis hermanos, menores Henry Antonio Rodríguez Saravia y Carlos Efraín Rodríguez Saravia, a quienes aprecio mucho y me motivaron a trabajar duro para dejarles un ejemplo de perseverancia y mostrarle que con dedicación se pueden lograr metas.

A mis abuelos, Fredy Antonio Saravia, Filomena Romero (de grata recordación) y Miguel Ángel Portillo (de grata recordación). Por haberme brindado sus sabios consejos, que fueron necesarios para no rendirme.

A mis tíos, María Lucía Rodríguez, Nubia Saravia, Fredys Saravia, Xiomara Saravia, María de los Ángeles Colato y a todos aquellos que de alguna manera apoyaron para el desarrollo de esta tesis.

A mi padrino, Marcos Antonio Miranda, por sus deseos de verme triunfar.

A mis maestros, Ing. Guillermo Moya Turcios, Ing. Mauricio Perla López, Ing. Francisco Aguirre Gallo. Por sus enseñanzas continuas en el proceso de elaboración de esta tesis.

A mis amigos, Hernán Lovo, Eduardo Franco y Nelson Saúl Robles, que estuvieron siempre pendientes.

Emerson Rodríguez.

INDICE

1. ANTEPROYECTO.....	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
1.2.1 Situación problemática.....	2
1.2.2 Enunciado del problema.....	2
1.3 Justificación.....	3
1.4 OBJETIVOS.....	6
Objetivo general.....	6
Objetivos específicos	6
1.5 Alcances y limitaciones.....	6
1.5.1 Alcances	7
1.5.2 Limitaciones.....	8
1.6 METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION.....	8
1.6.1 Metodología	8
1.6.2 Tipo de investigación	8
1.6.3 Unidad de análisis	9
1.6.4 Descripción de variables	12
1.6.5 Técnicas de recopilación de datos.....	13
1.6.6 Procesamiento de datos.....	15
1.6.7 Plan de trabajo.....	15
1.6.8 Plan de procesamiento de la información	16

2. MARCO TEORICO	17
2.1 Antecedentes	17
2.1.1 Antecedentes del tramo en estudio.....	17
2.1.2 Importancia socio económica de la carretera longitudinal del norte en los tramos de Cacaopera a Corinto del departamento de Morazán.	19
2.2 Teoría de los deslizamientos	21
2.3 Monitoreo de taludes en carreteras.....	23
2.3.1 Morfología y componentes de un deslizamiento	24
2.4 Deslizamientos	26
2.5 Partes de un deslizamiento.	27
2.6 Estabilidad de taludes.....	29
2.6.1 Factores que pueden producir fallas en los taludes.....	30
2.6.2 Control de la erosión en taludes de carreteras.....	30
2.6.3 Efecto del Agua.....	30
2.6.4 Efectos del agua sobre el suelo.	31
2.7 Clasificación y tipos de deslizamientos.....	31
2.7.1 Caídos de Roca (Desprendimientos).....	33
2.7.2 Procesos de movimiento de los caídos.....	34
2.7.3 Velocidad de los caídos.....	35
2.7.4 Inclinación o Volcamiento	36
2.7.5 Modos de volcamiento	37
2.7.6 Deslizamientos en masa (Traslacionales y rotacionales).....	38
2.7.7 Deslizamiento Rotacional	39
2.8 Factores influyentes en los deslizamientos.....	42

2.8.1	Estratigrafía y Litología	43
2.8.2	Estructura geológica y discontinuidades.....	44
2.8.3	Condiciones hidrogeológicas y comportamiento hidrogeológico de los materiales.....	44
2.9	Modelos de análisis de estabilidad	45
2.9.1	Equilibrio Límite y Factor de seguridad	45
2.10	Métodos de análisis	47
2.10.1	Métodos de Dovelas.....	47
2.10.2	Método Ordinario o de Fellenius	49
2.10.3	Método simplificado de Bishop	51
2.10.4	Método de Janbú	54
2.11	Descripción del programa Geo Slope.....	56
2.12	Estudio geotécnico	56
2.13	Sondeo y muestreo	57
2.13.1	Número y profundidad de los sondeos.....	58
2.13.2	Perforaciones a percusión utilizando muestreador SPT en forma continua.	
	61	
2.14	Caracterización geotécnica.....	65
2.14.1	Muestras y Ensayos.....	65
2.14.2	Medición de la resistencia al cortante	65
2.14.3	Selección de las muestras.....	66
2.15	Ensayos de laboratorio	67
2.15.1	Ensayo de Corte Directo	67
2.15.2	Ensayos con deformación controlada o con esfuerzo controlado	71

2.15.3	Cargas normales	71
2.16	Propiedades físicas y mecánicas.....	72
2.16.1	Pruebas para determinar las propiedades físicas del suelo.....	72
2.16.2	Densidad de Campo (Método del cono de arena)	72
2.16.3	Descripción Visual Manual de los suelos	72
2.16.4	Límites de Atterberg	73
2.16.5	Límite líquido.....	74
2.16.6	Límite plástico.....	75
2.16.7	Índice de Plasticidad	75
2.17	Análisis granulométrico	76
2.17.1	Curva Granulométrica.....	76
2.18	Descripción de las técnicas de mitigación.....	77
2.18.1	Drenaje superficial.	78
2.18.2	Concreto lanzado.....	79
2.18.3	Grietas sobre la carretera o sobre el talud cercano a ella.	80
2.18.4	Cambios abruptos de pendiente.	80
2.18.5	Guarniciones	80
2.18.6	Escombros sobre las cunetas o sobre la vía	81
2.18.7	Deficiencias en el drenaje (agua superficial)	81
2.18.8	Deficiencias en el drenaje (agua subterránea).....	83
2.18.9	Cambios en las características.....	83
2.18.10	Cambios en las estructuras	84
3.	CARACTERIZACION FISIOGRAFICA DE LA ZONA	85
3.1	Ubicación geográfica.....	85

3.1.1	Ubicación geográfica de municipio de Cacaopera y Corinto.....	86
3.2	Caracterización física	87
3.2.1	Relieve de los Municipios.....	87
3.2.2	Topografía.....	87
3.3	Geología	90
3.3.1	Geología Regional.....	90
3.3.2	Geología Local.....	92
3.4	Sismicidad.....	93
3.4.1	Zonificación sísmica de el salvador	94
3.4.2	Cobertura vegetal	94
3.5	Hidrología.....	96
3.5.1	Régimen de lluvia	96
3.5.2	Suelos	97
3.6	Caracterización socio ambiental.....	98
3.6.1	Uso de los suelos.....	98
3.6.2	Biodiversidad	98
3.7	Caracterización geotécnica.....	100
3.7.1	Visita de Campo.....	100
3.7.2	Extracción de Muestras alteradas.....	101
3.7.3	Toma de Datos de Campo.....	101
3.8	Descripción trabajo de laboratorio.....	101
3.8.1	Pruebas respectivas para obtener propiedades físicas del suelo.....	102
3.8.2	Densidad de Campo (método del cono de arena).....	102
3.8.3	Descripción Visual-Manual de los suelos.....	102

3.8.4	Análisis Granulométrico.	103
3.8.5	Límites de Atterberg.	104
3.8.6	Ensayos para la obtención de las propiedades mecánicas de los suelos. .	104
3.8.7	Ensayo de Corte Directo.	104
3.9	Resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio	105
3.9.1	Descripción Visual Manual de los Suelos.....	105
3.9.2	Densidad de Campo.	105
3.9.3	Análisis Granulométrico.	106
3.9.4	Límites de Atterberg.	113
3.9.5	Ensayo de Corte Directo.	113
3.10	Análisis e interpretación de resultados.	118
3.10.1	Interpretación de Trabajo de Campo.....	118
3.10.2	Análisis e Interpretación de Resultado de Trabajo de Laboratorio.....	120
4.	ANALISIS DE ESTABILIDAD	122
4.1	Modelos matemáticos utilizados.	123
4.2	Descripción del programa Slope/w	124
4.2.1	Programa Slope/W y teoría en la que se basa.	125
4.2.2	Método general de equilibrio límite (GLE).	127
4.3	Parámetros técnicos y geotécnicos considerados en el análisis de estabilidad.	131
4.3.1	Aplicación de los modelos matemáticos para el análisis de estabilidad.	133
4.3.2	Comparación de los diversos métodos.....	134
4.3.3	Resultado para el Talud # 1 Muestra N°1 Método de Fellenius	135
4.3.4	Resultado para Talud N°1 Muestra N°2 Método Fellenius	137

4.3.5	Resultado y Hoja de cálculo para Talud N°2 Muestra N°1 Método Fellenius 	139
4.3.6	Resultado y Hoja de cálculo para Talud N°2 Muestra N°2	141
4.3.7	Resultado de hoja de Excel para Talud # 1 Muestra #1 por Método de Bishop.	143
4.3.8	Resultado y hoja de Excel para Talud # 1 la Muestra # 2 por Método de Bishop.	145
4.3.9	Resultado y hoja de Excel de Talud # 2 Muestra # 1 por Método de Bishop	147
4.3.10	Resultado y hoja de Excel de Talud # 2 Muestra # 2 por Método de Bishop.	149
4.4	Resultado del análisis por medio del programa de Slope/w.....	151
4.4.1	Análisis e Interpretación de resultados.	159
4.4.2	Comparación entre el software Slope/W y los modelos matemáticos, para los métodos Fellenius y Bishop de acuerdo al análisis de estabilidad de taludes... 160	
4.5	Análisis e interpretación de resultados evaluados para el talud-1	161
4.6	Análisis e interpretación de resultados para el talud - 2.....	162
5.	PROPUESTA DE ESTABILIZACION DE TALUDES.....	164
5.1	Estudio hidrológico	164
5.1.1	Talud N° 1, tramo 1+450.....	164
5.1.2	Talud N° 2, tramo 1+690.....	167
5.2	Análisis de precipitaciones método estadístico Gumbel	170
5.2.1	Ajuste de Intensidades Máximas Anuales.....	170
5.2.2	Determinación de los coeficientes de las escorrentías.	176
5.2.3	Técnicas de conservación del suelo.	178

5.2.4	Dimensionamiento de canaletas para talud 1.....	180
5.2.5	Dimensionamiento de canaletas para talud 2.....	183
5.3	Muros de retención por gravedad.....	186
5.3.1	Diseño estructural de muros.....	187
5.4	Costos de una evaluación geotécnica de corte de taludes en carreteras.....	192
6.	GUIA METODOLOGICA	194
6.1	Razones por las cuales ocurre un deslizamiento en carreteras.....	195
6.1.1	Los rellenos a media ladera.....	196
6.1.2	Sección típica de un camino rural.....	200
6.2	Observaciones a realizar en un deslizamiento.....	201
6.2.1	Investigación del sitio.....	201
6.2.2	Planeación del programa de exploración.....	202
6.2.3	Investigación básica, geológica y geotécnica.....	205
6.3	Investigación preliminar del sitio.....	207
6.3.1	Visita de reconocimiento.....	208
6.3.2	Observaciones a realizar de un deslizamiento.....	210
6.3.3	Sondeos y muestreos.....	218
6.3.4	MUESTREO.....	222
6.3.5	Reconocimiento del sitio para establecer zonas seguras.....	226
6.4	Prospección Geofísica aplicada a la Geotecnia.....	232
6.4.1	Resistividad.....	232
6.4.2	Sondeos electromagnéticos.....	235
6.4.3	Refracción sísmica.....	235
6.4.4	Monitoreo micro sísmico (Método geoacústica).....	237

6.5	Ficha preliminar para reconocimiento del sitio	238
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	245
7.1	Conclusiones	245
7.2	Recomendaciones	247

INDICE DE TABLAS

Tabla 1	-Descripción de Variables.....	12
Tabla 2	-Clasificación abreviada de los tipos de movimiento.	32
Tabla 3	-Clases de calidad de muestreo	64
Tabla 4	-Dimensionamiento de partículas.....	77
Tabla 5	-Modificado de Baxter, S., 1984).....	91
Tabla 6	-Tipos de suelo según su formación.....	97
Tabla 7	-Resultado de la Densidad de Campo de los taludes estudiados.....	106
Tabla 8	-Porcentaje de pérdida por lavado Talud N°1 Muestra N°1	107
Tabla 9	-Porcentaje de pérdida por lavado Talud N°1 Muestra N°1	107
Tabla 10	-Porcentaje de pérdida por lavado Talud N°1 Muestra N°2.....	107
Tabla 11	-Granulometría por el método combinado Talud N°1 Muestra N°2.....	108
Tabla 12	-Porcentaje de pérdida por lavado Talud N°2 Muestra N°1.....	108
Tabla 13	-Granulometría por el método combinado Talud N°2 Muestra N°1.....	109
Tabla 14	-Porcentaje de pérdida por lavado Talud N°2 Muestra N°2.....	109
Tabla 15	-Granulometría por el método combinado Talud N°2 Muestra N°2.....	110
Tabla 16	-Resumen y muestra de cada talud en el ensayo granulométrico	112
Tabla 17	-Resultados de límite líquido, limite plástico e índice de plasticidad de los suelos en estudio.	113
Tabla 18	-Tabla 22-Resumen de resultados Corte Directo.	117
Tabla 19	-Ecuaciones de equilibrio estático que satisface cada método.....	126
Tabla 20	-Características e interrelaciones de Fuerzas entre dovelas	127

Tabla 21 -Comparación de los diversos métodos.	132
Tabla 22 -factores de seguridad de Fellenius, Bishop, Janbú y Morgenters-price condición gravitatoria	151
Tabla 23 -factores de seguridad de los métodos: Ordinario o Fellenius, Bishop, Janbú y Morgenters-price. En condición por sismo	152
Tabla 24 -Factores de seguridad de Fellenius, Bishop, Janbú y Morgenters-price. Condición gravitatoria.....	153
Tabla 25 -Factor de seguridad de Fellenius, Bishop, Janbú y Morgenters-price. Condición por sismo.	154
Tabla 26 -Factores de seguridad de Fellenius, Bishop, Janbú y Morgenters-price.condicion gravitatoria.	155
Tabla 27 -Factor de seguridad de Fellenius, Bishop, Janbú y Morgenters-price. Condición por sismo.....	156
Tabla 28 - Factores de seguridad de Fellenius, Bishop, Janbú y Morgenters-price.condicion gravitatoria	157
Tabla 29 --Factor de seguridad de Fellenius, Bishop, Janbú y Morgenters-price. Condición por sismo.	158
Tabla 30 -Resumen de datos para los métodos de Fellenius y Bishop	159
Tabla 31 -Pendientes máximas y mínimas.....	165
Tabla 32 -Pendientes máximas y mínimas.....	168
Tabla 33 - Intensidad.....	172
Tabla 34 -Periodos de duración tomados para el análisis; en mm/min.....	173
Tabla 35 -Indica las intensidades para un periodo de retorno de 5 años.....	175
Tabla 36 -Valores de coeficientes de escorrentía.....	176
Tabla 37- precios para evaluación de taludes preliminar.....	192
Tabla 38 -Guía de campo para análisis de detalles de deslizamientos (Rib y Liang, 1978).	214
Tabla 39 Detalles que indican actividad o inactividad de deslizamientos (Crozier, 1984). —.....	216

Tabla 40 -Clases de calidad del muestreo (Oficina de Control Geotécnico, 1984).	225
Tabla 41 - Pruebas requeridas	231
Tabla 42 -Valores típicos de resistividad (Peck y otros).....	235
Tabla 43 -Velocidades sísmicas típicas de materiales (Anon 1995)	236

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 -Nomenclatura de las diferentes partes que conforman un deslizamiento	24
Figura 2 -Esquemas de caídos de roca y residuos.....	34
Figura 3 -Caídos de bloques en caída libre de roca fracturada.	34
Figura 4 -Proceso de falla al volcamiento.....	37
Figura 5 -(a) (b) y (c) Deslizamiento rotacional típico.	40
Figura 6 -Deslizamiento traslacional en tramo de la Carretera Cacaopera-Corinto.	41
Figura 7 -Esquema de un sistema típico de análisis con tajadas o dovelas (Duncan y Wright, 2005)	47
Figura 8 -Fuerzas que actúan sobre una dovela en un análisis de estabilidad de arco circular con dovelas. (Cornforth, 2005).	48
Figura 9 -Fuerzas que actúan sobre una dovela en los métodos de dovelas.	48
Figura 10 -fuerzas que actúan sobre una dovela en el método ordinario o de Fellenius (Duncan y Wright, 2005).....	49
Figura 11 -Fuerzas actuantes sobre una dovela vertical	51
Figura 12 -Diagrama para determinar el F.S de manera implícita.....	53
Figura 13 -Diagrama para determinar el factor f_0 para el método de Janbú.	55
Figura 14 -Localización sugerida general de sondeos para estudios de deslizamientos	59
Figura 15 -Profundidades de sondeos recomendadas para terraplenes y cortes de carreteras (Abramson y otros, 2002).	60
Figura 16 -Diagrama del sistema de perforación a percusión continuo con muestreador SPT.....	61

Figura 17 -Toma de muestras inalteradas en apique.....	63
Figura 18 -Detalle de la caja de ensayo de corte directo.....	68
Figura 19 -Movimiento de las dos mitades del ensayo de corte directo.	69
Figura 20 -Esfuerzo de falla y envolvente de un ensayo de corte directo	70
Figura 21 -Curva de distribución de las partículas	76
Figura 22 -Curva granulométrica T1-M1.....	110
Figura 23 -Curva granulométrica T1-M2.....	111
Figura 24 -Curva granulométrica T2-M1.....	111
Figura 25 -8-Curva granulométrica T2-M2	112
Figura 26 -Curva de esfuerzo –Deformación del Talud N°1 M-1	113
Figura 27 -Esfuerzo Cortante Vs. Presión Normal. Talud N°1 M-1.....	114
Figura 28 -Curva de esfuerzo –Deformación del Talud N°1 M-2.....	114
Figura 29 -Esfuerzo Cortante Vrs Presión Normal. Talud N°1 M-2	115
Figura 30 -Curva de esfuerzo –Deformación del Talud N°2 M-1	115
Figura 31 -Esfuerzo Cortante Vrs Presión Normal. Talud N°2 M-1	116
Figura 32 -Curva de esfuerzo –Deformación del Talud N°2 M-2.....	116
Figura 33 -Esfuerzo Cortante Vs. Presión Normal. Talud N°2 M-2.....	117
Figura 34 -Función del medio Seno, utilizada en el Método Generalizado de Equilibrio Limite.....	129
Figura 35 -Gráfico de factor de seguridad de momentos (Fm) y factor de seguridad de fuerzas (Ff) versus λ.	130
Figura 36 -Análisis de estabilidad de talud 1 de la muestra 1, condiciones gravitatorias	151
Figura 37 -Análisis de estabilidad de talud 1 de la muestra 1. Condición por sismo	152
Figura 38-Análisis de estabilidad de talud 1 de la muestra 2. Condición gravitatoria...	153
Figura 39 -Análisis de estabilidad de talud 1 de la muestra 2.condicion por sismo	154
Figura 40 -Análisis de estabilidad de talud 2 de la muestra 1, condición gravitatoria. .	155
Figura 41 -Análisis de estabilidad de talud 2 de la muestra 1. Condición por sismo	156

Figura 42 -Análisis de estabilidad de talud 2 de la muestra 2, condición gravitatoria ..	157
Figura 43 -Análisis de estabilidad de talud 2 de la muestra 2.condicion por sismo	158
Figura 44 -Muro	186
Figura 45 -Cálculo estructural de muro para talud N-1	187
Figura 46 -Cálculo estructural de muro para talud N-2	190
Figura 47 -Manejo de amenaza, vulnerabilidad y riesgo.	197
Figura 48 -Detalles a analizar en un deslizamiento	203
Figura 49 -Diagrama de flujo para la investigación y análisis de deslizamiento.....	204
Figura 50 -Observaciones ante deslizamientos	212
Figura 51 -Localización sugerida general de sondeos para estudios de deslizamientos	219
Figura 52 -Profundidad de sondeos recomendados para terraplenes y cortes de carretera	220
Figura 53 -Tipos de sondeos	221
Figura 54 - Sondeos	222
Figura 55 -Muestreo alterado	223
Figura 56 -Muestreo Inalterado.....	224
Figura 57 -Ensayo de permeabilidad en campo.	233
Figura 58 -Variaciones en el arreglo de electrodos para ensayos de resistividad eléctrica. (Hack, 2000).....	234
Figura 59-Esquema de un ensayo de refracción sísmica en un talud donde el manto duro es paralelo a la pendiente.	236
Figura 60 -Esquema de una prospección de reflexión sísmica. (a) trayectorias de las ondas. (b) tiempo contra distancia de la llegada de las ondas reflejadas por las dos capas	237

INDICE DE ILUSTRACIONES.

Ilustración 1 -Fotografías ilustrativas de los efectos que ocasionan los desprendimientos de tierra en la carretera Cacaopera-Corinto	5
Ilustración 2 -Muestra del tramo a analizar.....	9
Ilustración 3 -Muestra de la ubicación geográfica de los dos tramos de taludes en estudio.	9
Ilustración 4 -La siguiente imagen muestra la ubicación geográfica del talud N°1 en el tramo 1+450 con coordenadas: Latitud: 13°47'58.30"N, Longitud: 88° 0'16.03"O.	10
Ilustración 5 -La siguiente imagen muestra la ubicación geográfica del talud N° 2 en el tramo 1+690 con coordenadas: Latitud: 13°47'27.84"N, Longitud: 88° 0'54.37"O.	10
Ilustración 6 -Referencia 4+000Km y 3+000Km	19
Ilustración 7- Referencia de los tramos.....	20
Ilustración 8- a) Y (b) deslizamiento y obras de mitigación realizada en el Talud N°1 ubicado en Carretera Panamericana Km 50+860 - 51+060	22
Ilustración 9 -Ubicación de los principales deslizamientos ocurridos a raíz de los terremotos de enero y febrero del 2001.....	23
Ilustración 10 -Talud N°2, ubicado en Carretera Panamericana, Km 5+340 – 5+420	24
Ilustración 11- Desprendimientos.	36
Ilustración 12 -Vuelcos	38
Ilustración 13- Extensiones laterales.....	42
Ilustración 14 -Construcción de cunetas en bermas y en la corona de un talud, utilizando elementos prefabricados de concreto	78
Ilustración 15- Colocación de cuneta circular prefabricada, Contra cuneta en base de talud, Col. Las Colinas, La Libertad.	78
Ilustración 16- Este talud ha sido revestido con concreto lanzado para evitar que la superficie del mismo quede a la intemperie y afecte los trabajos futuros.....	79
Ilustración 17- Revestimiento de mortero para la estabilización de un talud ubicado en Santo Tomás, sobre la Carretera Panamericana.	79

Ilustración 18- Deformación de Guarnición.	81
Ilustración 19- Escombros sobre carretera de Cacaopera Corinto	82
Ilustración 20- Consecuencia de mal drenaje, talud erosionado	82
Ilustración 21- Mapa de ubicación de los municipios de Cacaopera y Corinto.....	86
Ilustración 22- Mapa de Zonificación Sísmica, El Salvador 2002.....	94
Ilustración 23- Mapa de lluvia y temperatura promedio en la Subregión Norte del Oriente	96
Ilustración 24- Carretera Longitudinal del Norte (secundaria) y red de caminos rurales (terciaria).....	99
Ilustración 25- Componentes de conectividad vial en carretera.	100
Ilustración 26- Realización de la prueba de densidad de campo	102
Ilustración 27- Realización del ensayo de Descripción visual –manual del suelo.....	103
Ilustración 28- Realización del ensayo análisis granulométrico método combinado. ...	103
Ilustración 29- Determinación de limite líquido, limite plástico e índice de plasticidad.	104
Ilustración 30- Realización del ensayo corte directo.	105
Ilustración 31- Esquema del mecanismo de estabilización de taludes.....	178
Ilustración 32- Dimensión de la mocalla de zacate vetiver.....	179
Ilustración 33- Deslizamiento traslacional en suelo. Cárcava de la Zompopera, Bella Vista La Palma, Chalatenango.....	199
Ilustración 34- Deslizamiento rotacional en la curva de La Leona, San Vicente.	199
Ilustración 35- Términos usado para definir los caminos rurales.	200
Ilustración 36- Causas de los deslizamientos.....	227

INTRODUCCIÓN

La situación geológica-geográfica de La República de El Salvador caracteriza al país por presentar una intensa actividad eruptiva a lo largo de su historia geológica que ha dado lugar a la formación de numerosos edificios volcánicos sobre un relieve de planicie. Se trata, de un país relativamente joven, de tierras fértiles y abundante agua durante el período de lluvias y de agentes geológicos internos como la continua sismicidad que afecta a todo el país. Un país altamente vulnerable a la erosión, en el que el fuerte control tectónico favorece la incisión de la red de drenaje y la ocurrencia de movimientos gravitatorios. Las amenazas geológicas desencadenadas por lluvias y sismos son principalmente las inestabilidades, a las que se asocian la ocurrencia de avenidas e inundaciones.

Es conocido que este tramo de carretera está sufriendo problemas en el sostenimiento de sus taludes, lo cual se evidencia en deslizamientos, desmoronamientos y hundimientos de tierra, los cuales afectan el tránsito libre por esta importante arteria de comunicación vial entre los municipios de Cacaopera y Corinto del departamento de Morazán. Es necesario realizar una serie de pruebas de laboratorio y análisis matemáticos a los materiales que puedan intervenir en el talud ya sea en corte o en terraplén, para poder darle la inclinación adecuada para la estabilidad del talud.

Para que el talud pueda permanecer estable, ya sea en corte o en terraplén según sea el caso a diferentes alturas y para diferentes tipos de suelos, los diferentes tipos de suelos serán analizados “in situ” para encontrar sus características físicas en el laboratorio de materiales. Con este trabajo se contempla conocer el comportamiento de los taludes y así proponer obras civiles que ayuden a la estabilidad de estos y por ende la seguridad de la vía de comunicación.

1. ANTEPROYECTO

1.1 Antecedentes

La información que proporcionaron las personas que habitan aledaños al tramo de la carretera Cacaopera-Corinto, es acerca de los efectos que causan los desprendimientos de suelos de los taludes sobre la vía en las últimas lluvias. Se considera una zona susceptible a deslizamientos de masas de tierras, según los pobladores en las épocas lluviosas la carretera es bloqueada a causa de los desprendimientos de rocas y deslizamientos de suelos que precipitan en la vía haciendo esperar turno a los peatones y vehículos que circulan por la carretera alentando así el tráfico y en algunos casos inhabilitándola por completo.

El tramo de carretera Cacaopera-Corinto es un medio de comunicación entre estos dos importantes municipios del departamento de Morazán, según uno de los coordinadores de protección civil que identifica riesgos en el municipio de Corinto, menciona que un deslizamiento ocurrido en Octubre de 2010 provocó la inhabilitación de la carretera por una semana involucrando a ambas alcaldías a mitigar el problema, removiendo tierra de la vía.

Según la Comisión departamental de Protección Civil, mencionan en su proyecto: “Plan Periodo Invernal Morazán 2013” (ver en anexo 9), una cronología de eventos por deslizamientos que en Mayo de 2010 la tormenta tropical Agatha, provocó deslizamientos en: municipio de Chilanga, Cerro Burbur, Municipio de San Simón, y municipios de Cacaopera, Corinto y Arambala (Puede notarse que se mencionan los municipios en estudio: Cacaopera y Corinto). El Municipio Cacaopera los caseríos y cantones más afectados por los deslizamientos son: El Caserío Maculis Cantón Estancia, carretera entre Cacaopera y Corinto, y carretera de Estancia La Naranjera (Puede notarse que se menciona específicamente la carretera en estudio).

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.2.1 Situación problemática.

En la zona norte de Morazán, la configuración de relieve ha influido enormemente en el desarrollo económico y en el sistema interno del transporte de los Municipios de Cacaopera y Corinto.

Durante la época lluviosa se han podido evidenciar los problemas de desprendimientos en los taludes, lo que ha provocado constantes bloqueos en la vía, esto es que debido a los constantes movimientos de tierra por tormentas tropicales y en ocasiones terremotos ocurridos en los últimos años.

1.2.2 Enunciado del problema.

Debido a la ausencia de un cálculo que confirme la estabilidad geotécnica de taludes en carreteras, y a la poca participación de entidades con conocimientos técnicos en la evaluación y caracterización de deslizamientos en carreteras, en cuanto a mantenimiento a este tipo de situaciones, se han evaluado dos tramos como críticos, ya que requieren atención geotécnica inmediata por los perjuicios que ocasiona en la vía, tramos que comprenden del kilómetro 1+435 a 1+465, que corresponde previamente al talud N°1 y el tramo del kilómetro 1+675 a 1+705 que corresponde al talud N°2, encontrándose sobre la carretera Longitudinal del Norte que conduce de Cacaopera a Corinto, departamento de Morazán siendo esta la carretera principal.

Es por esta razón que se hace necesario una investigación de dicho estudio sobre la evaluación de estabilidad de taludes en la zona que comprende el tramo Cacaopera-Corinto, por lo que la población afectada es de 1,350 personas quienes a su vez, presentarían daños no solo en la carretera, sino en la accesibilidad a la ciudad y daños en los cultivos y tuberías de aguas existentes.

Estos procedimientos deben de ceñirse a los estratos del suelo, altura del talud, estratigrafía, así como los efectos de fallas locales y regionales, lo que determinaran la necesaria evaluación de estabilidad y garanticen la vida útil de la vía, un tránsito adecuado y seguridad de los usuarios.

1.3 Justificación

El proyecto de investigación se consideró relevante sobre la carretera principal, Troncal del Norte que conduce de Cacaopera a Corinto en los tramos del Km 1+450 y 1+690 ya que su población supera más de las 2,000 personas.

También porque hace un aporte académico ya que se le agrega una guía de evaluación para taludes en carreteras. Esta investigación trata de realizar un estudio de la Evaluación de Estabilidad de Taludes, por medio de una campaña geotécnica y con la evaluación dar a conocer la manera en la cual se puede dar tratamiento a un talud.

Esta evaluación se hará para las zonas que presenten mayor riesgos y sectores de mayor vulnerabilidad, por lo cual se efectuaron los respectivos análisis en los de mayor peligro, también se tomaron como base aquellas investigaciones que haya realizado cualquier institución.

Debido a la topografía de los terrenos y grietas que reflejan el inicio de deslizamientos interrumpidos durante el invierno y asentamientos ubicados en el trayecto de deslizamiento, habrá alta probabilidad de frecuentes bloqueos en carreteras, calles y caminos a consecuencia de taludes inestables y suelos susceptibles a deslizamientos.

Si el deslizamiento ocurriera en un área de personas y de concentración de viviendas como por ejemplo un caserío aledaño a la carretera, pudiéndose dar por efecto directo del movimiento de tierra o por destrucción de viviendas o estructuras, con el correspondiente colapso o derrumbamiento sobre personas y bienes. Al igual que los terremotos influye a la hora del suceso. En determinados tramos de la carretera Cacaopera-Corinto se puede notar tuberías aéreas de PVC, esto ocurre debido a la geología del lugar, los habitantes se ven necesitados del líquido vital y optan por captar aguas en fuentes colocadas en lo alto de la cordillera montañosa, y tienen que trazar sus redes de tubería de esta manera debido a ruptura de tuberías de acueductos y alcantarillados con la consiguiente contaminación del agua; interrupción del servicio de las instalaciones de tratamiento de agua e inutilización de las mismas, o déficit en calidad y cantidad del suministro.

Dicha interrupción podrá ocasionarse por movimientos de tierra. Puede presentarse también una movilización de la población hacia una comunidad, sobrecargando la demanda de servicios públicos y alterando significativamente la oferta de los mismos, en calidad y cantidad.

Elección del tema se fundamentó en la necesidad de aportar metodologías de estudio sobre temas de geotecnia básica para el análisis de problemas de riesgo en los municipios de Cacaopera y Corinto, pues la idea principal es sistematizar todos aquellos ensayos y dar una alternativa favorable al problema de inestabilidad, existen datos recientes sobre la construcción del proyecto de la carretera Longitudinal del Norte gracias a Fomilenio, como estudios previos de estabilidad de taludes entre los que tenemos estudio de impacto ambiental, factibilidad económica, estudio geológico de la zona, de los cuales no se ha podido tener acceso a la información. Se establecerá una alternativa funcional en la estabilización de taludes dentro de los kilómetros 1+450 y 1+690 que comprende la carretera Cacaopera-Corinto, por medio de los software generados y así permita disminuir en la vía los deslizamientos de suelo y rocas, buscar soluciones emergentes por medio de este, y garantizar la seguridad vial durante la vida útil mediante la evaluación geotécnica.



Ilustración 1 -Fotografías ilustrativas de los efectos que ocasionan los desprendimientos de tierra en la carretera Cacaoopera-Corinto

Estas fotografías fueron tomadas en tramos de carretera Cacaoopera a corinto y muestras los desbordamientos de suelos, afectando estos el cordón-cuneta y por lo tanto reteniendo el escurrimiento del paso de las aguas pluviales y además de acortar la sección de rodamiento, provocando que la vía no funcione plenamente en este tramo; en ocasiones generando que los automóviles que circulan tengan que disminuir la velocidad para no colisionar con otro automóvil que transite en el carril contrario; y de no hacerlo podría impactar con alguna roca y ocasionar daños al vehículo o incluso un accidente.

1.4 OBJETIVOS

Objetivo general

- Realizar una evaluación geotécnica de estabilidad de taludes en carretera Cacaopera-Corinto en los tramos 1+450 y 1+690.

Objetivos específicos

- Identificar y priorizar las zonas más críticas de inestabilidad de taludes en el tramo de carretera de Cacaopera-Corinto.
- Proporcionar teoría básica y conjunto de modelos matemáticos para el análisis de estabilidad de taludes.
- Efectuar pruebas de campo y ensayos de laboratorio para conocer las propiedades físicas y mecánicas en los suelos de los taludes considerados en esta investigación.
- Evaluar estabilidad de taludes por medio de software.
- Realizar levantamiento topográfico para representar gráficamente la superficie de los taludes inestables considerados en esta investigación tanto altimetría como planimetría.
- Estimar escorrentías con el objeto de pre dimensionar obras de drenaje.
- Proponer guía metodología para evaluación de taludes de corte en carreteras.

1.5 Alcances y limitaciones

El departamento de Morazán, uno de los 14 departamentos de El Salvador, ubicado en la franja territorial Nor-oriental, limita al Norte con la República de Honduras, al Sur y Occidente con el departamento de San Miguel y al Oriente con el departamento de la Unión y sus dos municipios que conforman la micro región Nor-oriental de Morazán, Cacaopera y Corinto cada uno constituido de zonas montañosas, manteniendo barreras físicas para el transporte interno que se ubica sobre la carretera Longitudinal del Norte una de las principales para el acceso a la zona.

1.5.1 Alcances

- Se realizó el análisis del cuadrante y se recorrió el trayecto con conos de la zona, para inspeccionar a nivel de cuadrante topográfico las zonas de mayor pendiente, a partir, de cartografía existente a escala de 1:25000 y de una descripción visual, como resultado se dejaron dos puntos críticos como es el tramo 1+450 y el tramo 1+690 ubicados sobre la carretera Longitudinal del Norte que conduce de Cacaopera a Corinto departamento de Morazán.
- Se utilizó el método de dovelas (métodos ordinarios o de Fellenius, método de Bishop) para el análisis de estabilidad de taludes.
- Se manejaron muestras de suelos y se efectuarán cinco pruebas para cada muestra, como: Granulometría, límites de Atterberg, Densidad de campo (Método de cono de arena) y para determinar la resistencia según las características de suelo se evaluará Ensayo Corte Directo en lo que corresponde una prueba visual y manual de ellos. Se considerará el comportamiento dinámico que presenta un talud por saturación en el suelo y por movimiento sísmico, el tipo de suelo dará la pauta para decidir que ensayos realizar.
- Se empleó el software de Slope/W para hacer el análisis de estabilidad de taludes con los datos obtenidos en campo y laboratorio y se propondrá diseño o medidas de estabilización (como: barreras muertas, barreras de vegetación entre otros).
- Se estimó la escorrentía aplicando la fórmula racional con apoyo de datos climatológicos DGOA- MARN, imágenes de Google Earth y recorrido de campo.
- Se realizó una guía que refleja la sistematización de evaluación geotécnica de taludes según las condiciones de suelo que se trata en esta investigación.

1.5.2 Limitaciones

- Las pruebas de campo estará sujeto al laboratorio de suelo de la escuela de ingeniería.
- No se podrá llegar a un diseño definitivo de la propuesta, por no tener un precio estable de mercado.
- Las muestras se tomaran solamente una vez, las cuales serán representativas en las demás.
- Dificultad de extraer muestras inalteradas representativas de los estratos y transportarlas adecuadamente al laboratorio.
- No se podrá realizar una topografía de gran precisión debido a la dificultad extracción de datos por la alta peligrosidad que presentan los taludes.
- La metodología de taludes en carretera se limita para las diferentes condiciones y propiedades de suelo que se presentan en el país.
- No se obtuvo acceso al Documento de factibilidad del proyecto de la carretera longitudinal del norte que va de Cacaopera hacia Corinto.

1.6 METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION

1.6.1 Metodología

- Recopilación y análisis de la información previa.
- Reconocimiento de campo para indagar sobre los diferentes fenómenos ocurridos y evaluar potencialmente taludes inestables, indicadores de campo y uso del suelo.
- Análisis de la información y evaluación del nivel de riesgo por deslizamiento.
- Propuestas de soluciones que ayuden a la estabilización de los taludes.

1.6.2 Tipo de investigación

- El método de la investigación será descriptivo.
- La modalidad de la investigación será transversal y de tiempo.

1.6.3 Unidad de análisis

Los taludes son los objetos de estudio en esta investigación, están ubicados sobre la carretera principal Troncal del Norte que conduce de Corinto a Cacaopera del departamento de Morazán.



Ilustración 2 -Muestra del tramo a analizar

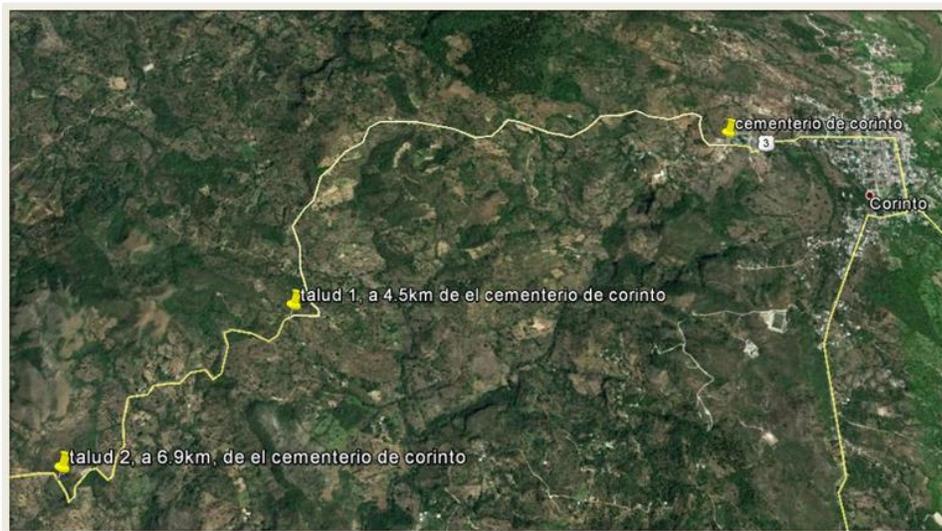


Ilustración 3 -Muestra de la ubicación geográfica de los dos tramos de taludes en estudio.

Con respecto a la caracterización de los taludes, se iniciará realizando levantamiento topográfico para obtener las características de la superficie de cada talud, además de usar técnicas de observación descritas posteriormente.



Ilustración 4 -La siguiente imagen muestra la ubicación geográfica del talud N°1 en el tramo I+450 con coordenadas: Latitud: 13°47'58.30"N, Longitud: 88° 0'16.03"O.

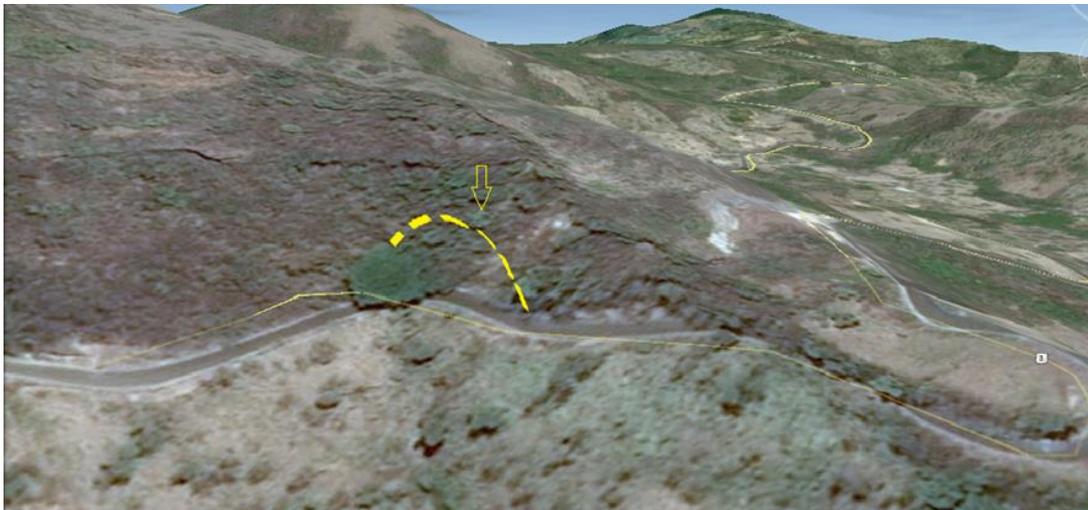


Ilustración 5 -La siguiente imagen muestra la ubicación geográfica del talud N° 2 en el tramo I+690 con coordenadas: Latitud: 13°47'27.84"N, Longitud: 88° 0'54.37"O.

En los tramos considerados de la carretera Longitudinal del Norte en los Municipios de Cacaopera a Corinto del departamento de Morazán en los estacionamientos del kilómetro 1+450 y 1+690 fueron los analizados durante toda la investigación ya que no se obtuvo en ese momento el estudio de factibilidad de la carretera.¹

¹ NOTA: Se hace la siguiente aclaración según el diseño geométrico de la carretera Longitudinal del Norte correspondiente a los estacionamientos del kilómetro 8+170 y 9+980 este mismo corresponde a los tramos analizados en esta investigación. (1+450 y 1+690). Sin embargo, esta información se obtuvo hasta el final de nuestra investigación teniendo acceso solamente a un plano donde reflejaba dichos estacionamientos.

1.6.4 Descripción de variables

- Variables cuantitativas.
- Operacionalización de variables (ver cronograma de actividades en anexos).

Tabla 1 -Descripción de Variables

Variable	Unidad de medida	Definición conceptual	Instrumento de medición
Relieve	m.s.n.m.	Forma de la superficie del terreno, representado con curvas de nivel con su respectiva elevación	-Mapas cartográficos -Topografía: estación total o nivel de precisión.
Altura de talud	metros	Es la distancia vertical entre el pie y la cabeza de un talud o ladera.	-Topografía: estación total o nivel de precisión. -Cinta métrica
Estratigrafía	Espesor, volumen, composición, textura, granulometría	Trata del estudio e interpretación de las rocas sedimentarias estratificadas y de la identificación, descripción, secuencia tanto vertical como horizontal, cartografía y de la correlación estratificada de las rocas.	Columna estratigráfica
Resistencia al cortante del suelo	Cohesión, ángulo de fricción,	La determinación precisa de las resistencias del material de un talud es esencial para el análisis de estabilidad.	Ensayos Triaxiales o de Corte Directo
Gravedad específica del suelo	gr/cm ³	La gravedad específica es una propiedad física de los suelos, con la cual podemos determinar otras propiedades como lo son: la relación de vacíos, compacidad, así como para poder determinar el peso unitario en el suelo.	Gravedad específica del suelo (ASTM D854): balanza de 0.1gr de precisión, matraces, malla #40.
Cohesión del suelo y ángulo de fricción interna	Kg/cm ² y ϕ	Determina la resistencia del suelo, el ángulo de fricción interna y la cohesión del suelo	Prueba Penetración Estándar: Trípode, martinete con guía, penetración estándar, cañas de penetración.
Granulometría	Coeficiente de uniformidad y coeficiente de concavidad	La prueba de análisis granulométrico persigue determinar la clasificación de un suelo por el tamaño de partículas individuales.	Análisis granulométrico: tamices, Vibrador eléctrico o Rop-Tap, balanza de 0.1gr de precisión.
Plasticidad del suelo	Kg/cm ² , contenido de humedad	La plasticidad de los suelos es una propiedad que presentan estos ante las deformaciones sin rompimiento y es necesario conocer los límites de consistencia.	Límites de Atterberg: copa de Casagrande, malla #4, capsula de contracción de monel, balanza de 0.1gr de precisión, mercurio.

1.6.5 Técnicas de recopilación de datos.

❑ Observación Técnica:

Se efectuarán las visitas de campo respectivas, se evaluará el entorno ambiental, y se determinará las condiciones que presenta el talud, también se determinará si el talud presenta fisuras o agrietamientos, cambios bruscos de pendientes, vegetación o estructura de la superficie del terreno. Estos datos se podrán observar en Anexos.

❑ Topografía.

Consistirá en la planimetría y altimetría que se extraerá por medio del levantamiento topográfico, con curvas de nivel a cada 10mt o menos si es necesario la ubicación geográfica y el relieve estarán sujetos a los mapas cartográficos.

El levantamiento topográfico consiste en establecer un control para seleccionar cada punto susceptible al deslizamiento.

- ✓ Obtener detalles topográficos, de aquellos factores ocultos por la vegetación.
- ✓ Determinar los perfiles topográficos para el análisis de estabilidad.
- ✓ Establecer un marco de referencia sobre el cual puedan compararse los movimientos futuros del terreno.

❑ Ensayos de campo

En el campo se busca obtener la mayor cantidad de información posible. Para lograr este objetivo es necesario realizar los ensayos que mejor se relacionen con el suelo en cuestión, es decir lo que comprende:

❑ Prueba de Densidad de Campo ASTM D 1556.

Ya que a partir de ellos y mediante correlaciones desarrolladas a lo largo del tiempo se pueden inferir ciertas propiedades de los materiales en estudio.

❑ **Método de exploración.**

Pozos a cielo abierto o calicatas: Este método debe considerársele como el más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo, ya que consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda directamente bajar y examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo.

En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas o inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado.

❑ **Ensayos de laboratorio**

En el laboratorio se busca identificar el tipo de material con el que se está tratando y establecer los parámetros del suelo requeridos para los análisis posteriores.

❑ **Ensayos de clasificación**

Lo primero que se debe realizar en el laboratorio es identificar visualmente las muestras de suelo de las perforaciones y calicatas para prever el tipo y número de ensayos posteriores. A continuación se identifican los ensayos más frecuentes para clasificar suelos:

- ❑ **Descripción visual manual:** para determinar en las condiciones que se encuentra el suelo.
- ❑ **Granulometría por tamizado:** para determinar la proporción del tamaño de las partículas que componen dicha muestra.
- ❑ **Límites de Atterberg:** se definen arbitrariamente y determinan el contenido de humedad del suelo en diferentes estados.

❑ **Ensayo de resistencia**

Los ensayos de resistencia tienen por finalidad estimar la resistencia del suelo.

- ❑ **Corte directo.** Generalmente se reserva para los materiales granulares. Determinar la resistencia de una muestra de suelo, sometida a fatigas y/o deformaciones.

1.6.6 Procesamiento de datos.

Se tomará la aplicación de los modelos matemáticos que describe cada uno de los autores como: Método de dovelas (métodos ordinarios o de Fellenius, método de Bishop, método de Janbú).

Y se determinará cual es el que más adecuado según las características del suelo con respecto a la estabilidad de taludes por medio del método de dovelas.

1.6.7 Plan de trabajo

- ✓ Revisión bibliográfica.
- ✓ Análisis de zonas de talud inestables más críticas.
- ✓ Adquirir nomenclatura de los tramos a evaluarse.
- ✓ Indagar sobre antecedentes o información sobre la problemática.
- ✓ Formular perfil de anteproyecto.
- ✓ Recopilar y analizar información para formar el marco teórico.
- ✓ Metodología de la investigación.
- ✓ Realizar visitas de campo para hacer levantamiento de datos necesarios para el análisis, tanto topografía y extracción de muestras de suelos.
- ✓ Realizar análisis de laboratorio.
- ✓ Análisis y resolución de datos obtenidos en los ensayos de laboratorio.
- ✓ Análisis y resolución de datos del levantamiento topográfico.

- ✓ Aplicar métodos y modelos matemáticos según los datos obtenidos de ensayos de laboratorio y del levantamiento topográfico.
- ✓ Realizar estudio hidrológico.
- ✓ Proponer obras de drenaje adecuados de aguas pluviales en los taludes para evitar la erosión por causa del escurrimiento superficial.
- ✓ Realizar guía sistemática para evaluar taludes de corte en carreteras.

1.6.8 Plan de procesamiento de la información

- ✓ Zonificación de la vía según el grado de inestabilidad.
- ✓ Análisis de la información por modelos matemáticos.
- ✓ Análisis de sistema de estabilización por medio de software para evitar los deslizamientos.

2. MARCO TEORICO

2.1 Antecedentes

A la hora de diseñar y construir carreteras entre otras obras de infraestructura, es sumamente necesario conocer el comportamiento del terreno, en relación con sus movimientos (deslizamiento ,desprendimiento y movimiento de flujo), aparte de otras dinámicas geológicas, que puedan representar grandes riesgos naturales.

En este entorno, la inestabilidad del terreno hay que buscarla en tres condiciones de contorno predominantes:

- Fuertes pendientes topográficas.
- Quebradas que se desarrollan en el relieve.
- Características litológicas de los materiales.

2.1.1 Antecedentes del tramo en estudio

La Carretera Longitudinal del Norte (CLN). Su población vincula los poblados de la zona norte con el resto del país y, en general a El Salvador con los países vecinos Guatemala y Honduras.

La carretera longitudinal del Norte es una carretera secundaria, de 290 km de longitud, con un ancho de vía de 9.5m sin hombros, teniendo una cantidad de efectos positivos en el sector productivo. Adicionalmente la carretera facilita el acceso de las comunidades locales.

La vialidad bajo estudio, se compone de un solo tramo de vía, pavimentada en toda su longitud, en términos generales el tramo en cuestión se considera de topografía montañosa; con pendientes que alcanzan el orden del 18 por ciento, y curvas bastante cerradas.

El ancho promedio de calzada de esta vialidad es de 6.30 mt. y no existen hombros; la carpeta de rodadura es de concreto asfáltico y tiene un espesor promedio de 6 cm., cuenta con una sub base consistente en suelo estabilizado con cemento, de espesor variable entre 15 y 20 cm.

El tramo que se encuentra sobre la carretera que conduce de Cacaopera-Corinto se ha visto afectado en los últimos años por desprendimientos de rocas sobre la vía, afectando así el paso vehicular, así como también gran parte de los cultivos y redes de agua potable de los lugareños.

Como parte del trabajo de investigación de proyecto de tesis, se evaluarán los tramos 1+450 y 1+690 km de esa zona, estos son los taludes que han presentado mayor desprendimiento de sus estratos.

Talud N° 1

Posee una altura aproximada de 15-20 metros y está ubicado en la zona comprendida entre el Km 1+450, será analizado y se determinará qué tipo de materiales lo conforman.

Debido a los últimos acontecimientos sucedidos en el país (lluvias, sismos constantes), han provocado interrupciones constantes en la carretera de Cacaopera-Corinto dejando en ocasiones incomunicados a los pobladores.

Talud N° 2

Tiene una altura aproximada de 10-15 metros, está ubicado en la zona comprendida entre el Km 1+690 con manto rocoso y por efecto de sismos, saturación y erosión ha presentado constantes bloqueos en la vía. Se tomará en cuenta cada uno de los efectos que este ha tenido y se procederá a evaluar.

2.1.2 Importancia socio económica de la carretera longitudinal del norte en los tramos de Cacaopera a Corinto del departamento de Morazán.

Los municipios de Cacaopera y Corinto componen la ruta de paz uno de los atractivos de la zona de Morazán, tras sufrir 12 años de guerra civil.

La conectividad hacia estos municipios es por carretera llamada Ruta Militar, que une los Municipios de San Miguel, El Divisadero, Jocoro y Santa Rosa de Lima. Y otro acceso a puntos del trayecto es la carretera de la Longitudinal del Norte.

Carretera Longitudinal del Norte generará una amplia gama de beneficios, entre ellos, contribuir a una mejor y más oportuna transportación de productos a los mercados respectivos, permitir el acceso eficiente de servicios públicos, como ambulancias y transporte público, y reducir los costos de operación y mantenimiento de los vehículos.



Ilustración 6 -Referencia 4+000Km y 3+000Km

<p>Referencia 6+000 km</p> 	<p>Referencia 7+000km</p> 
<p>Referencia 8+000Km</p> 	<p>Referencia 9+000 Km</p> 
<p>Referencia 10+000Km</p> 	<p>Referencia 11+000Km</p> 

Ilustración 7- Referencia de los tramos

2.2 Teoría de los deslizamientos

En la actividad de construcción de obras viales tal como es el monitoreo de la carretera (CA-1 en la zona de Curva la Leona)² regularmente se enfrenta el problema de experimentar deslizamientos de laderas o taludes; ya sea en formaciones naturales o, en partes de obras construidas; de tal forma que, se puede argumentar que los deslizamientos en general, pueden ocurrir en formaciones topográficas naturales y las provocadas por la acción de construcción de proyectos de infraestructura o por situación de sismo en el país. Importante entonces, definir un marco de referencia lógico que sirva a los profesionales que desarrollan actividades en el ámbito vial de la República de El Salvador; considerando que la base teórica para el análisis de ingeniería de los deslizamientos es conocida y practicada por el sector profesional mencionado.

En ese sentido, es imprescindible arribar a un consenso con la utilización del idioma para la identificación de la tipología de los deslizamientos, para la enumeración y descripción de sus componentes; sobre los métodos de análisis de las fallas que los provocan, de las condiciones por las que provoca; y más importante aún, arribar a un consenso nacional sobre una metodología para la identificación, clasificación y mitigación de los deslizamientos.

Con ese criterio, en adelante se desarrolla en forma general, lo correspondiente a la llamada teoría de los deslizamientos.

² Monitoreo de los Taludes de la Carretera CA-1, en la Zona de la Curva de la Leona. Unidad de Investigación y Desarrollo Vial UIDV. Ministerio de Obras Públicas MOP Desarrollo vial.



Ilustración 8- a) Y (b) deslizamiento y obras de mitigación realizada en el Talud N°1 ubicado en Carretera Panamericana Km 50+860 - 51+060

Definición

Un deslizamiento se puede definir como el movimiento de una masa de suelos provocado por la pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de un eje o superficie de falla.

Los deslizamientos pueden ocurrir en laderas constituidas naturalmente y en laderas o taludes producidos por intervención de construcción; a su vez, ocurren en suelos en condiciones de drenaje y sin drenaje, en forma muy general.

2.3 Monitoreo de taludes en carreteras.

Una de las zonas más recientes para la investigación de estabilidad de taludes han sido técnicas de monitoreo implementadas en los taludes de la Carretera CA-1 en la zona de la curva de La Leona, Departamento de San Vicente, a raíz de los pasados terremotos ocurridos en enero y febrero del 2001, con el objeto de garantizar la seguridad de los usuarios de la vía. Además, se abordaron los aspectos más relevantes de las obras de mitigación de deslizamientos, implementadas por el Ministerio de Obras Públicas en dicha zona.

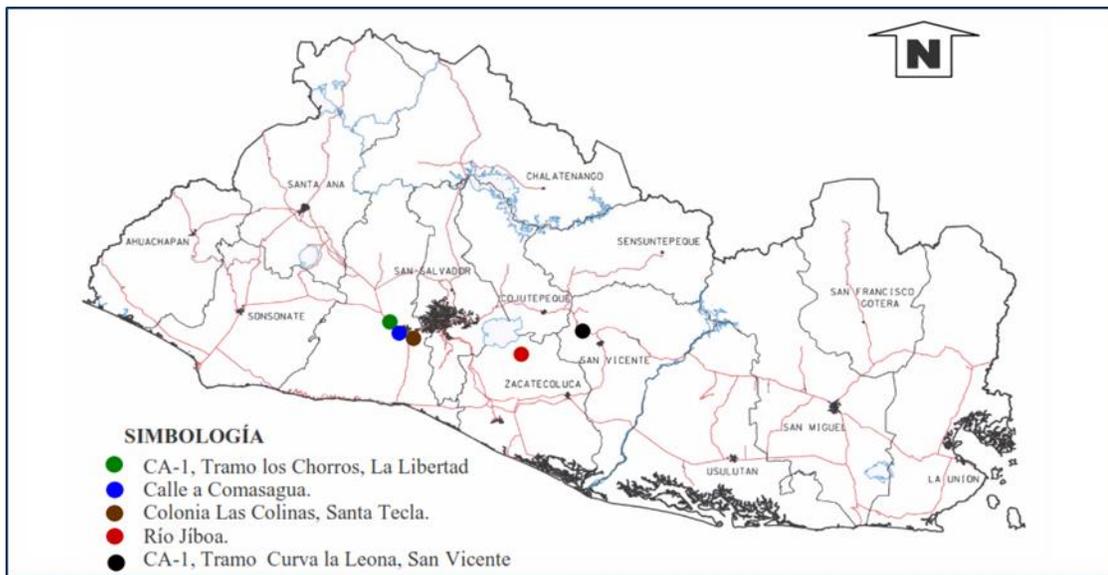


Ilustración 9 -Ubicación de los principales deslizamientos ocurridos a raíz de los terremotos de enero y febrero del 2001



Ilustración 10 -Talud N°2, ubicado en Carretera Panamericana, Km 5+340 – 5+420

2.3.1 Morfología y componentes de un deslizamiento

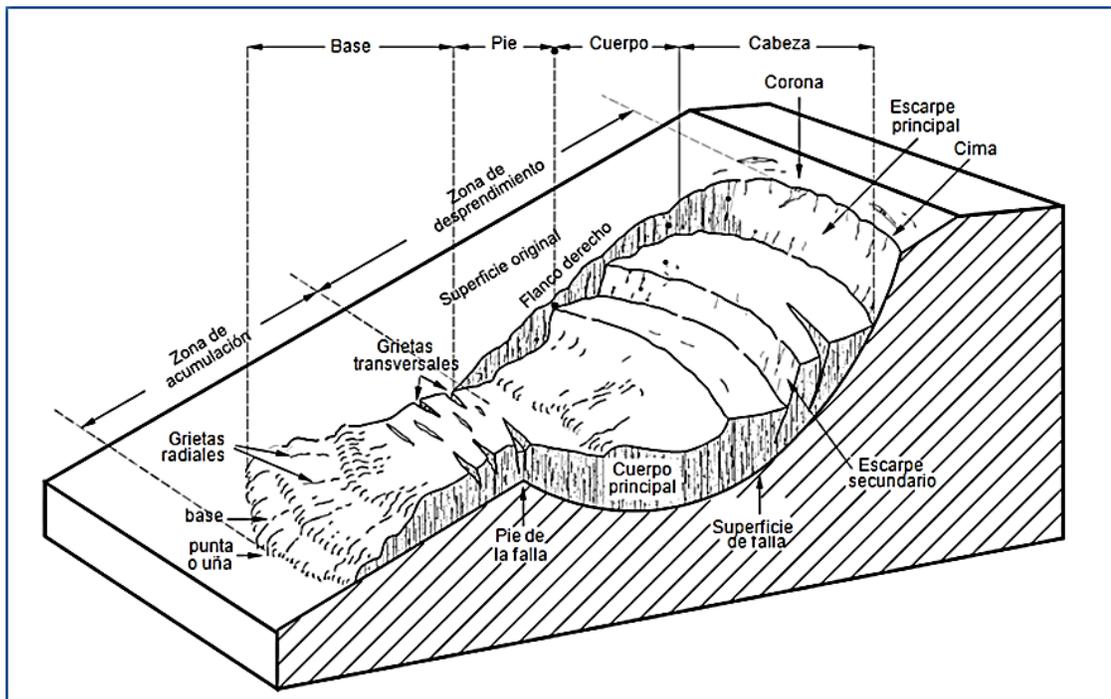


Figura 1 -Nomenclatura de las diferentes partes que conforman un deslizamiento

Un talud o ladera se definen los siguientes elementos constitutivos:

Pie, pata o base.

El pie corresponde al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte inferior del talud o ladera. La forma del pie de una ladera es generalmente cóncava.

Cabeza, cresta, cima o escarpe

Cabeza se refiere al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte superior del talud o ladera. Cuando la pendiente hacia abajo de este punto es semi-vertical o de alta pendiente se le denomina “escarpe”. Los escarpes pueden coincidir con coronas de deslizamientos. La forma de la cabeza es generalmente convexa.

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 generalmente no son accidentes topográficos bien marcados.

Altura de nivel freático

Distancia vertical desde el pie del talud o ladera hasta el nivel de agua, la presión en el agua es igual a la presión atmosférica. La altura del nivel freático se acostumbra medirla debajo de la cabeza del talud.

Pendiente

Es la medida de la inclinación de la superficie 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. Ejemplo: $45^\circ = 100\% = 1H: 1V$. Los suelos o rocas más resistentes y duros generalmente forman laderas de mayor pendiente y los materiales de baja resistencia o blandos tienden a formar laderas de baja pendiente.

Los suelos o rocas más resistentes y duros generalmente forman laderas de mayor pendiente y los materiales de baja resistencia o blandos tienden a formar laderas de baja pendiente.

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

2.4 Deslizamientos

Los deslizamientos consisten en el “movimiento de masas de roca, residuos o tierra hacia abajo de un talud” (Cruden 1991). En el término deslizamiento se incluyen tanto los procesos de erosión como los procesos denudacionales. La naturaleza precisa del proceso no está incluida en la definición e incluye procesos producto de la acción de las fuerzas gravitacionales, hidráulicas etc. En el presente texto no se utiliza el nombre: Fenómeno de remoción en masa por considerarlo poco universal. Sin embargo, en Colombia, este término es utilizado regularmente. Algunos países utilizan otros nombres autóctonos como “deslaves”.

Los movimientos ocurren generalmente a lo largo de superficies de falla, por caída libre, movimientos en masa, erosión o flujos. Algunos segmentos del talud o ladera pueden moverse hacia abajo, mientras otros se mueven hacia arriba. Los fenómenos de inestabilidad incluyen generalmente una combinación de procesos erosionales y denudacionales interrelacionados entre sí y a menudo mezclados.

2.5 Partes de un deslizamiento.

En la figura 1 se muestra un deslizamiento o desplazamiento en masa típico. Las partes principales son las siguientes:

❑ Cabeza.

Parte superior de la masa de material que se mueve. La cabeza del deslizamiento no corresponde necesariamente a la cabeza del talud. Arriba de la cabeza está la corona.

❑ Cima.

El punto más alto de la cabeza, en el contacto entre el material perturbado y el escarpe principal se le denomina “cima”.

❑ Corona.

El material que se encuentra en el sitio, prácticamente inalterado y adyacente a la parte más alta, arriba del escarpe principal, por encima de la cabeza.

❑ Escarpe principal.

Superficie muy inclinada a lo largo de la periferia posterior del área en movimiento, causado por el desplazamiento del material. La continuación de la superficie del escarpe dentro del material conforma la superficie de falla.

❑ Escarpe secundario.

Superficie muy inclinada producida por desplazamientos diferenciales dentro de la masa que se mueve. En un deslizamiento pueden formarse varios escarpes secundarios.

❑ Superficie de falla.

Área por debajo del movimiento, la cual delimita el volumen de material desplazado. El suelo por debajo de la superficie de falla no se mueve, mientras el que encuentra por encima de esta se desplaza. En algunos tipos de movimientos no hay superficie de falla.

❑ 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.

❑ Cuerpo principal del deslizamiento.

El material desplazado que se encuentra por encima de la superficie de falla. Pueden presentarse varios cuerpos en movimiento.

❑ Superficie original del terreno.

La superficie que existía antes de que se presentara el movimiento.

❑ Costado o flanco.

Un lado (perfil lateral) del movimiento. Se debe diferenciar el flanco derecho y el izquierdo.

❑ **Derecha e izquierda.**

Para describir un deslizamiento se recomienda utilizar la orientación geográfica (Norte, Sur, Este, Oeste); pero si se emplean las palabras derecha e izquierda deben referirse al deslizamiento observado desde la corona mirando hacia el pie.

2.6 Estabilidad de taludes

Usualmente los derrumbes o fallas de los taludes no son el resultado de un solo factor; por consiguiente la correcta comprensión de todos los posibles factores contribuyentes es de vital importancia. La mayoría de la literatura referente a este tema enfatiza la importancia del conocimiento fundamental de los factores que manipulan la transición de estado estable a inestable.

La estabilidad de un talud depende en general de factores propios de los materiales constitutivos, tales como su naturaleza, estructura, estratigrafía, condiciones de meteorización, y de todo un conjunto de circunstancias externas al propio talud o ambientales, como la topografía de la zona, el clima, la vegetación.

Las condiciones de régimen hidráulico superficial son vitales, así como la gravedad que actúa siempre como factor desequilibrante. Siempre que la gravedad esté compensada con la resistencia del terreno, el talud estará en equilibrio, por el contrario, cuando el equilibrio se rompa se producirá una inestabilidad de la masa en forma de deslizamientos, avalanchas, desprendimientos, etc.

2.6.1 Factores que pueden producir fallas en los taludes

Una de las tareas más difíciles del ingeniero dedicado a este tipo de problemas, es poder establecer los factores que producen una falla en los taludes. Sin embargo, existen ciertas características que pueden ser de gran ayuda para el evaluador, como por ejemplo se sabe que la mayoría de las fallas importantes ocurren en el periodo que sigue al comienzo de la temporada lluviosa.

2.6.2 Control de la erosión en taludes de carreteras

Como resultado de la construcción de vías y carreteras, se generan a lo largo de ellas superficies expuestas de materiales del suelo y del subsuelo con pendientes fuertes e inicialmente desprovistas de cualquier tipo de vegetación; así, los taludes son áreas altamente vulnerables a la erosión hídrica y sobre todo a súbitos movimientos en masa.

2.6.3 Efecto del Agua.

El agua es el factor que más comúnmente se le asocia con las fallas de los taludes, debido a que la mayoría de los deslizamientos ocurren después de lluvias fuertes, o durante períodos lluviosos, y de igual forma el control del agua subterránea es uno de los sistemas más efectivos para la estabilización de deslizamientos.

La interpretación más frecuente del efecto del agua es que las lluvias por infiltración saturan el talud y la presión de poros induce una disminución de la resistencia al cortante, la cual a su vez puede activar un deslizamiento.

El análisis hidrológico es uno de los trabajos previos más importantes en el análisis de estabilidad de taludes.

2.6.4 Efectos del agua sobre el suelo.

La relación del efecto del agua sobre la ocurrencia de deslizamientos ha sido estudiada por una gran cantidad de investigadores. Existen evidencias muy claras de la relación directa entre las lluvias y la ocurrencia de deslizamientos de tierra.

Adicional a las infiltraciones de agua lluvia pueden existir otras fuentes de agua como son los cuerpos de agua (canales, cañadas o lagunas) arriba del talud, en los cuales puede ocurrir infiltración localizada cambios en el sistema hidrológico del talud pueden afectar el comportamiento del mismo. Si el régimen de agua del suelo es alterado drásticamente por irrigación, remoción de la vegetación o inundación parcial, se puede producir inestabilidad de los taludes.

2.7 Clasificación y tipos de deslizamientos

Un deslizamiento puede clasificarse utilizando dos términos. El primer término describe el material y el segundo término describe el tipo de movimiento, ambos se encuentran referidos en la Tabla 2.

Tipo de movimientos	Tipo de materiales			
	Lecho rocoso		Tipo de talud	
			Predominantemente grueso	Predominantemente fino
Desprendimientos (caídos)	Caidos de roca		Desprendimiento de escombros	Desprendimiento de suelos
Vuelcos (Topples)	Vuelco de roca		Vuelco de escombros	Vuelco de suelos
Extensiones laterales (spread)	Extensiones de roca		Extensiones de escombros	Extensiones de suelo
Flujos (coladas)	Flujos de roca		Flujos de escombros	Flujos de suelos
Deslizamiento	Rotacionales	Caída repentina de rocas	Caída repentina de escombros	Caída repentina de Suelo
	Trasnacionales/ en cuña	Deslizamientos de bloques de roca	Deslizamiento de bloques de escombros	Deslizamiento de bloques de suelo
		Deslizamiento de roca	Deslizamiento de escombros	Deslizamiento desuelo

Tabla 2 -Clasificación abreviada de los tipos de movimiento.

Términos utilizados en la Tabla 2 para los tipos de materiales quedan definidos de la siguiente manera:

- Roca.** Una masa firme y dura que antes de iniciar su movimiento se encuentra intacta, en su estado natural.

- ❑ Suelo. Agregado de partículas sólidas, producto del desgaste de rocas sanas.
- ❑ Tierra. Material con el 80% o más de partículas menores a 2 mm, el límite superior de tamaño de las partículas de arena.
- ❑ **Escombros.** Contiene una significativa proporción de materiales gruesos.

2.7.1 Caídos de Roca (Desprendimientos)

Caído es el desprendimiento y caída de materiales del talud. 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 (Figura 2).

Los caídos de suelo en escarpes semi-verticales representan un riesgo importante para los elementos abajo del talud.

Los caídos pueden incluir desde suelo y partículas relativamente pequeñas hasta bloques de varios metros cúbicos. Los fragmentos son de diferentes tamaños y generalmente se rompen en el proceso de caído. 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. Los caídos o desprendimientos de suelo ocurren en taludes de muy alta pendiente, especialmente en terrazas producto de depósitos aluviales.

La activación de caídos o “derrumbes” de suelo es muy común en suelos residuales con estructuras heredadas. Generalmente, son precedidos de agrietamientos en la cabeza del talud.

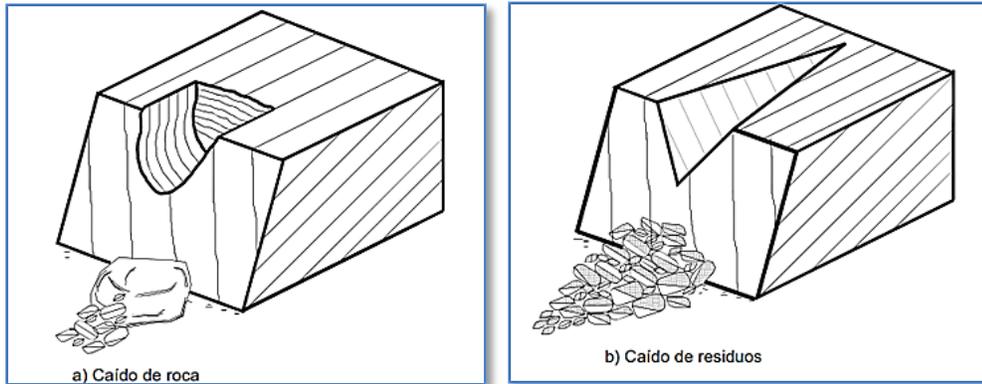


Figura 2 -Esquemas de caídos de roca y residuos.

2.7.2 Procesos de movimiento de los caídos

Aunque se utiliza el término general “caído”, este incluye un rango completo de movimientos rápidos tales como: saltos, brincos, rebotes, giros, caídas etc.

Todos estos movimientos pueden ocurrir en secuencias diferentes. El movimiento de caído 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.

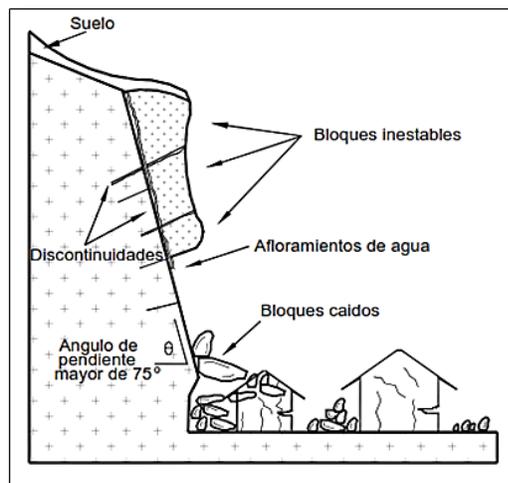


Figura 3 -Caídos de bloques en caída libre de roca fracturada.

Generalmente, ocurren sin evidencias previas de movimiento. Los factores que controlan el tipo preciso de movimiento son la pendiente del talud, la morfología y la rugosidad de la superficie (incluyendo la cobertura vegetal).

La observación muestra que los movimientos tienden a comportarse en caída libre cuando la pendiente superficial es de más de 75 grados (Figura 2.) En taludes de ángulo menor, generalmente los materiales rebotan y en los taludes de menos de 45 grados los materiales tienden a rodar.

2.7.3 Velocidad de los caídos

La velocidad de los materiales aumenta con la altura de caída:

$$V = 2 gh$$

Dónde:

g = aceleración debida a la gravedad.

h = altura de caída.

V = velocidad.

La velocidad disminuye si no se presenta caída libre. A menor ángulo con la horizontal la velocidad es menor.



Ilustración 11- Desprendimientos.

2.7.4 Inclinación o Volcamiento

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.

Generalmente, los volcamientos ocurren en las formaciones rocosas, pero también se presentan en suelos cohesivos secos y en suelos residuales. La inclinación puede abarcar zonas muy pequeñas o incluir volúmenes grandes hasta de varios millones de metros cúbicos.

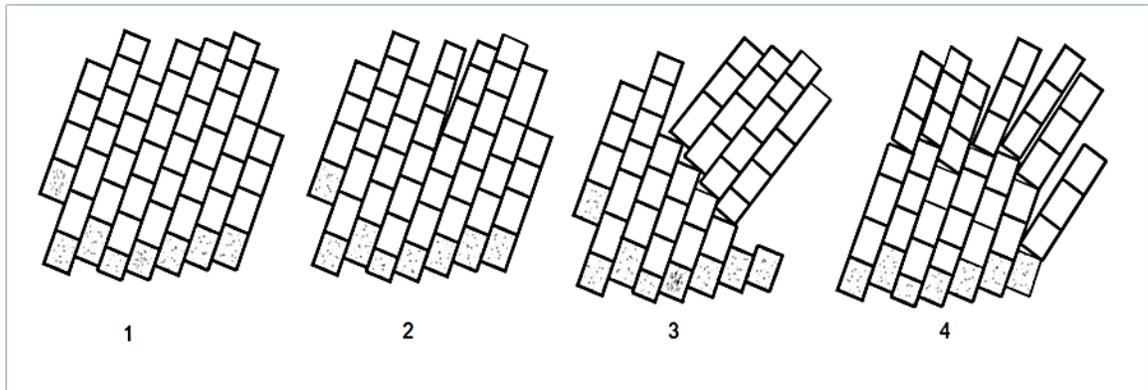


Figura 4 -Proceso de falla al volcamiento.

2.7.5 Modos de volcamiento

Se pueden diferenciar tres tipos de volcamiento:

Volcamiento a flexión. Columnas continuas se rompen y separan unas de otras en flexión a medida que se inclinan hacia adelante.

Volcamiento en V invertida. Consiste en la inclinación múltiple de una serie de bloques con centro de giro en la superficie inferior del sistema de volcamiento, el cual puede convertirse en una superficie de falla.

Flexión en bloque. Flexión continua de columnas largas a través de desplazamientos acumulados a lo largo de las numerosas juntas.

Reptación (“Creep”)

La reptación o “creep” consiste en movimientos muy lentos a extremadamente lentos del suelo subsuperficial sin una superficie de falla definida. La profundidad del movimiento puede ser desde pocos centímetros a varios metros.

Generalmente, el desplazamiento horizontales de unos pocos centímetros al año y afecta a grandes áreas de terreno.

La reptación puede preceder a movimientos más rápidos como los flujos o deslizamientos traslacionales. La reptación comúnmente ocurre en laderas con pendiente baja a media. Se le atribuye a las alteraciones climáticas relacionadas con los procesos de humedecimiento y secado en suelos, usualmente arcillosos, muy blandos o alterados, con características expansivas.



Ilustración 12 -Vuelcos

2.7.6 Deslizamientos en masa (Traslacionales y rotacionales)

El deslizamiento en masa consiste en un desplazamiento de corte a lo largo de una o varias superficies, que pueden detectarse fácilmente o dentro de una zona relativamente delgada (Figura 5) Los deslizamientos en masa pueden ser de una sola masa coherente que se mueve o pueden comprender varias unidades o masas semi-independientes.

El movimiento puede ser progresivo, o sea, que no se inicia simultáneamente a lo largo de toda la que sería la superficie de falla, sino que se va generando en un proceso que se inicia en un punto y se va extendiendo. La superficie de falla es una zona de un determinado espesor en la cual se producen cambios volumétricos y desplazamientos, relacionados con la falla o rotura al cortante de los materiales. Los desplazamientos en masa se pueden a su vez dividir en subtipos denominados deslizamientos rotacionales, deslizamientos traslacionales o planares, y deslizamientos compuestos de rotación y traslación. Esta diferenciación es importante porque puede definir el sistema de análisis y el tipo de estabilización a emplearse.

2.7.7 Deslizamiento Rotacional

En un desplazamiento rotacional la superficie de falla es cóncava hacia arriba y el movimiento es rotacional con respecto a un eje paralelo a la superficie del terreno y transversal al deslizamiento. El centro de giro se encuentra por encima del centro de gravedad del cuerpo del movimiento.

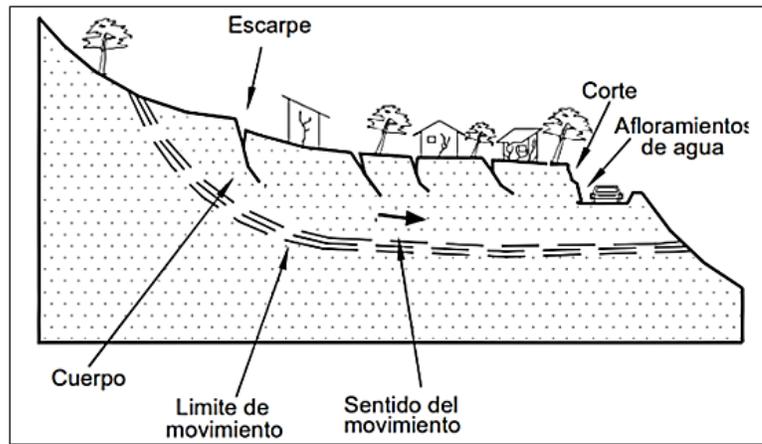
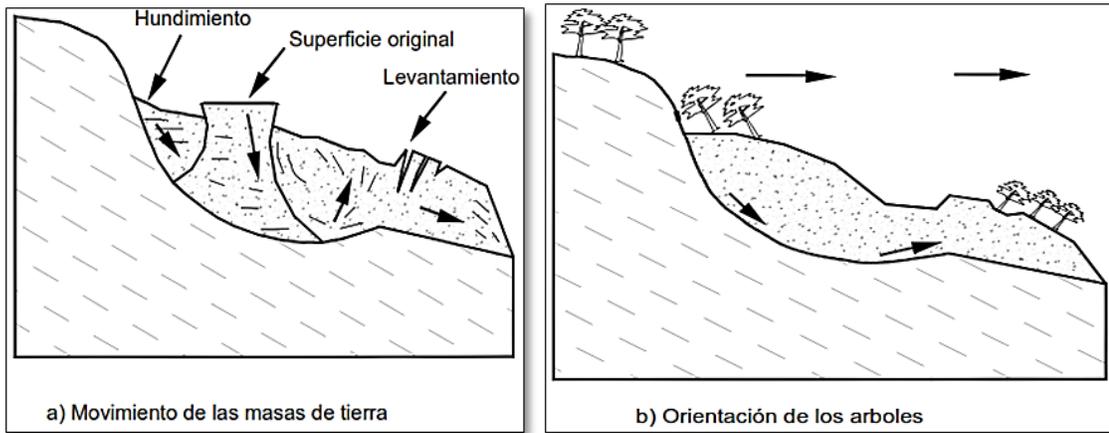


Figura 5 -(a) (b) y (c) Deslizamiento rotacional típico.

2.7.7.1 Deslizamientos traslacionales.

En este tipo de deslizamientos la masa de terreno se desplaza hacia afuera y abajo, a lo largo de una superficie más o menos plana o suavemente ondulada, con pequeños movimientos de rotación. Comúnmente el movimiento de la masa deslizada hace que esta quede sobre la superficie original del terreno.

Los deslizamientos traslacionales están condicionados por las discontinuidades, influyendo la variación de resistencia al corte entre estratos de diferente naturaleza, diferente grado de meteorización, distintos tipos de relleno en discontinuidades, etc. Generalmente se desarrollan en macizos rocosos, con discontinuidades bien marcadas.



Figura 6 -Deslizamiento traslacional en tramo de la Carretera Cacaopera-Corinto.

2.7.7.2 Extensiones laterales

El movimiento consiste en una extensión lateral controlada por superficies de corte y/o fracturas de tensión. Pueden aparecer sobre macizos rocosos con diferente competencia o bien sobre materiales con carácter de suelo (Figura 4) Con carácter genérico pueden subdividirse en dos tipos:

1. Movimientos que comprenden una extensión, sin que se reconozca o exista una superficie basal neta de corte o se produzca un flujo plástico. Son propios de crestas modeladas en medios rocosos estratificados.
2. Movimientos que pueden comprender una extensión y fracturación del material más competente (roca o suelo), debido a una licuación o flujo plástico del material subyacente. Simultáneamente en los materiales superiores pueden producirse fenómenos de subsidencia, traslación, rotación e incluso licuación y flujo, dependiendo de la naturaleza intrínseca del material.

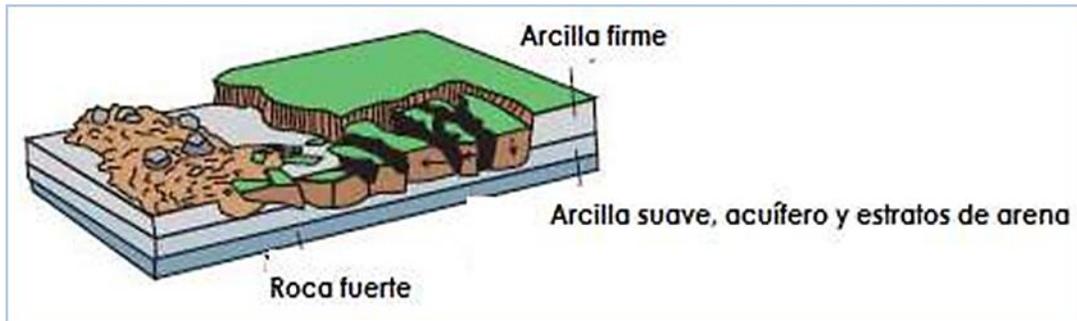


Ilustración 13- Extensiones laterales.

2.8 Factores influyentes en los deslizamientos.

La estabilidad de un talud está determinada por factores geométricos (altura e inclinación), geológicos (que condicionan la presencia de planos y zonas de debilidad en el talud), hidrogeológicos (presencia de agua) y geotécnicos o relacionados con el comportamiento mecánico del terreno (resistencia y deformabilidad).

La combinación de los factores citados anteriormente puede determinar la condición de rotura a lo largo de una o varias superficies, y que sea cinemáticamente posible el movimiento de un cierto volumen de masa de suelo o roca. Estos factores los podemos clasificar como condicionantes y desencadenantes.

Los factores condicionantes (o pasivos) son intrínsecos a los materiales naturales del talud; éstos son parámetros no susceptibles de cambiar rápidamente y que constituyen las predisposiciones naturales de las pendientes a presentar inestabilidades.

Dentro de ellos están: la litología, estructura, cobertura de terrenos blandos, pendiente, etc. Para el caso de suelos, los factores que determinan las propiedades resistentes y el comportamiento del talud son la litología, estratigrafía y las condiciones geológicas.

En el caso de rocas, el principal factor condicionante es la estructura geológica: la disposición y frecuencia de las superficies de discontinuidad y el grado de fracturación. En el caso de materiales blandos como pizarras o lutitas, los factores predominantes son la litología y el grado de alteración.

Los factores desencadenantes están relacionados a las variaciones de las precipitaciones y de la temperatura a medio y largo plazo, a la alteración de suelos y rocas, a la erosión fluvial, a las fluctuaciones de las capas freáticas, o a las acciones antrópicas (ejemplos de esto serían la deforestación y la explotación intensiva de suelos). Estos parámetros provocan la reducción progresiva o rápida del factor de seguridad hasta un valor próximo a 1 y llevan las pendientes a un estado potencialmente inestable y en algunos casos provocan la rotura.

Estos son factores externos que actúan sobre los suelos o sobre los macizos rocosos, modificando sus características, propiedades y condiciones de equilibrio del talud e iniciando el movimiento, haciendo pasar una pendiente de un estado de equilibrio precario a la ruptura.

Los factores más representativos de este tipo son esencialmente acontecimientos meteorológicos de corta duración, tales como fuertes precipitaciones diarias o mensuales, alternancia de congelamiento- descongelamiento del suelo (considerado solamente en regiones de clima frío), las actividades antrópicas, tales como excavaciones en el pie del talud, sobrecarga en la cabecera, etc., o vibraciones debidas a sismos o explosiones.

2.8.1 Estratigrafía y Litología

La naturaleza del material que forma un talud está íntimamente relacionada con el tipo de inestabilidad que éste puede sufrir, presentando las diferentes litologías distinto grado de susceptibilidad potencial ante la ocurrencia de deslizamientos o roturas. Las propiedades físicas y resistentes de cada tipo de material, junto con la presencia de agua, gobiernan su comportamiento tenso-deformacional y por tanto su estabilidad.

Aspectos como la alternancia de materiales de diferente litología, competencia y grado de alteración, o la presencia de capas de material blando o de estratos duros, controlan los tipos y la disposición de las superficies de rotura. En los suelos, que generalmente se pueden considerar homogéneos en comparación con los materiales rocosos, las diferencias en el grado de compactación, cementación o granulometría predisponen zonas de debilidad y de circulación de agua, que pueden generar inestabilidades. En los macizos rocosos, la existencia de capas o estratos de diferente competencia implica también un diferente grado de fracturación en los materiales, lo que complica la caracterización y el análisis del comportamiento del talud.

2.8.2 Estructura geológica y discontinuidades

La estructura geológica juega un papel definitivo en las condiciones de estabilidad de los taludes en macizos rocosos. La combinación de los elementos estructurales con los parámetros geométricos del talud, altura e inclinación, y su orientación, define los problemas de estabilidad que se pueden presentar.

La presencia de estos planos de debilidad (como superficies de estratificación, diaclasas, fallas, etc.) buzando hacia el frente del talud supone la existencia de planos de rotura y deslizamiento potenciales, y su orientación y disposición condiciona los tipos, modelos y mecanismos de inestabilidad.

2.8.3 Condiciones hidrogeológicas y comportamiento hidrogeológico de los materiales.

La mayor parte de las roturas se producen por los efectos del agua en el terreno, así como la generación de presiones intersticiales, o los arrastres y erosión, superficial o interna, de los materiales que forman el talud. En general, puede decirse que el agua constituye el agente natural de mayor incidencia como factor condicionante y desencadenante en la aparición de inestabilidades.

La presencia de agua en un talud reduce su estabilidad al disminuir la resistencia del terreno y aumenta las fuerzas tendientes a la inestabilidad. Sus efectos más importantes son:

1. Reducción de la resistencia al corte de los planos de rotura al disminuir la tensión normal efectiva.
2. La presión ejercida sobre las grietas de tracción aumenta las fuerzas que tienden al deslizamiento.
3. Aumento del peso del material por saturación.
4. Erosión interna por flujo subsuperficial o subterráneo.
5. Meteorización y cambios en la composición mineralógica de los materiales.

La forma de la superficie freática en un talud depende de diferentes factores, entre los que se encuentran: la permeabilidad de los materiales, la geometría o forma del talud y las condiciones de contorno. El nivel freático puede sufrir cambios, ya sea por las estaciones o como consecuencia de dilatados períodos lluviosos o de sequía.

Si bien la modificación del nivel freático obedece generalmente a cambios lentos y períodos largos, en el caso de materiales muy permeables puede llegar a producirse un ascenso relativamente rápido como consecuencia de precipitaciones intensas.

2.9 Modelos de análisis de estabilidad

2.9.1 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 cuál es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña. Fellenius (1927) presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla:

$$S = \frac{\text{Resistencia al cortante}}{\text{Esfuerzo al Cortante}} \quad \text{Ecuación. 1}$$

En superficies circulares donde existe un centro de giro y momentos resistentes y actuantes:

$$FS = \frac{\text{Momento resistente}}{\text{Momento actuante}} \quad \text{Ecuación.2}$$

Existen, además, otros sistemas de plantear el factor de seguridad, tales como la relación de altura crítica y altura real del talud y método probabilístico.

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. (Galera & Velasco, 2004).

Otro criterio es el de dividir la masa a estudiar en una serie de tajadas, dovelas o bloques y considerar el equilibrio de cada tajada por separado. Una vez realizado el análisis de cada tajada se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o de momentos.

$$FS = \frac{\sum \text{Resistencia al corte}}{\sum \text{Esfuerzo al cortante}} \quad \text{Ecuación 3.}$$

2.10 Métodos de análisis

A continuación se presentan algunos métodos de análisis universalmente conocidos para el cálculo del Factor de Seguridad:

2.10.1 Métodos de Dovelas

En la mayoría de los métodos con fallas curvas o circulares la masa arriba de la superficie de falla se divide en una serie de tajadas verticales. El número de tajadas depende de la geometría del talud y de la precisión requerida para el análisis. Entre mayor sea el número de tajadas se supone que los resultados son más precisos. En los procedimientos de análisis con tajadas se considera generalmente equilibrio de momentos con relación al centro del círculo para todas y cada una de las tajadas (figura 7).

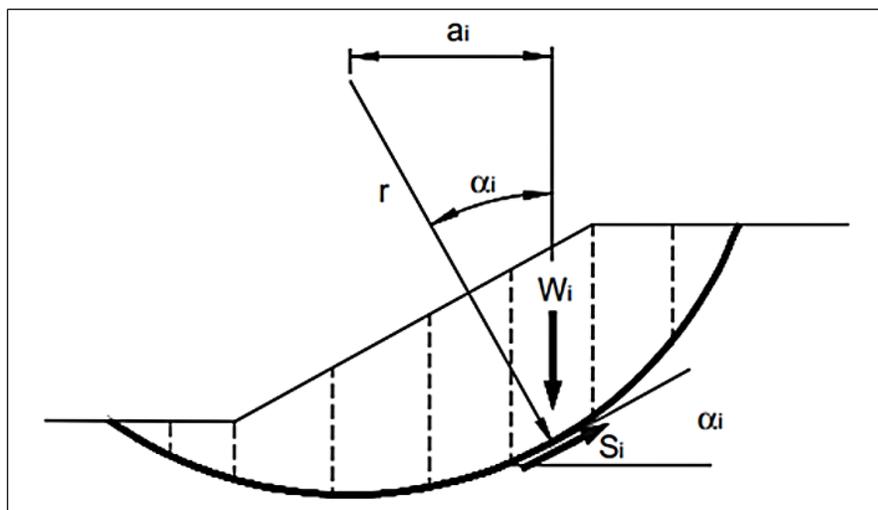


Figura 7 -Esquema de un sistema típico de análisis con tajadas o dovelas (Duncan y Wright, 2005)

Existen una serie de diferencias entre los diversos métodos que utilizan dovelas, especialmente en lo referente a las fuerzas que actúan sobre las paredes laterales de las tajadas (Figuras 8 y 9).

El método ordinario o de Fellenius no tiene en cuenta las fuerzas entre tajadas.

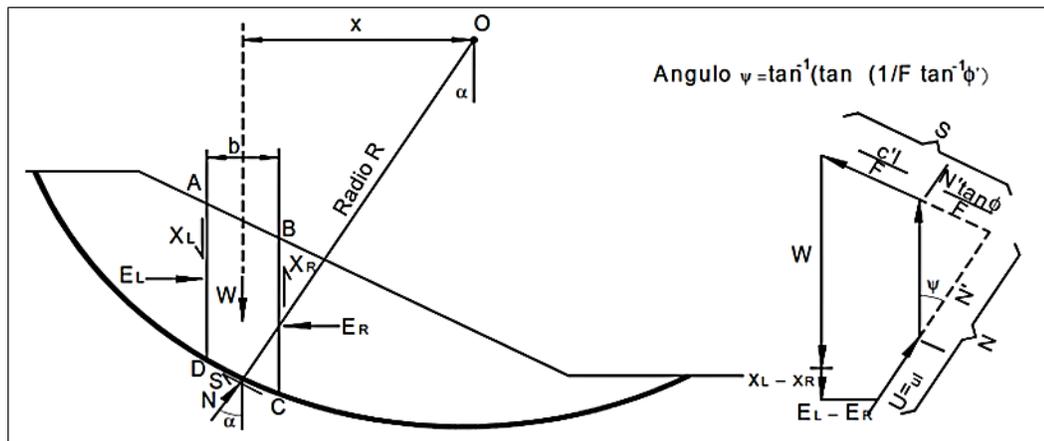


Figura 8 -Fuerzas que actúan sobre una dovela en un análisis de estabilidad de arco circular con dovelas. (Cornforth, 2005).

El método simplificado de Bishop supone que las fuerzas laterales entre tajadas son horizontales y desprecia las fuerzas de cortante y otros métodos más precisos como los de Morgenstern y Price utilizan una función para calcular las fuerzas entre dovelas.

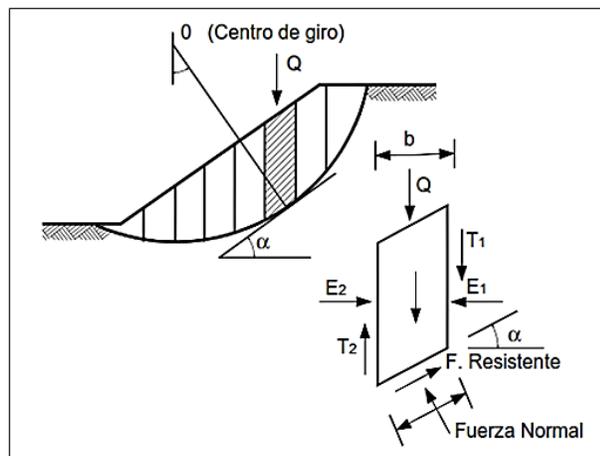


Figura 9 -Fuerzas que actúan sobre una dovela en los métodos de dovelas.

2.10.2 Método Ordinario o de Fellenius

El método de Fellenius es conocido también como método Ordinario, método Sueco, método de las Dovelas o método U.S.B.R. 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 los momentos con respecto al centro del círculo producido por estas fuerzas se obtiene el Factor de Seguridad.

Las fuerzas que actúan sobre una dovela son (Figura 10):

- El peso o fuerza de gravedad, la cual se puede descomponer en una tangente y una normal a la superficie de falla.
- Las fuerzas resistentes de cohesión y fricción que actúan en forma tangente a la superficie de falla.
- Las fuerzas de presión de tierras y cortante en las paredes entre dovelas, no son consideradas por Fellenius.

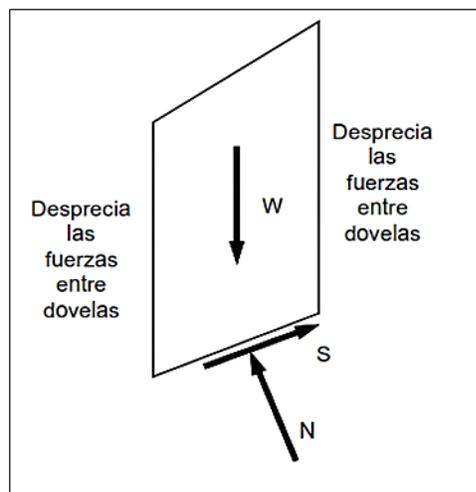


Figura 10 -fuerzas que actúan sobre una dovela en el método ordinario o de Fellenius (Duncan y Wright, 2005

Al realizar la sumatoria de momentos con respecto al centro del círculo se obtiene la siguiente expresión:

El método de Fellenius calcula el Factor de seguridad con la siguiente expresión:

$$F.S = \sum \left[\frac{C' \Delta l + (W \cos \alpha - u \Delta l \cos^2 \alpha) \tan \phi'}{\sum W_{sen}} \right] \quad \text{Ecuación 4.}$$

Donde:

α = ángulo del radio del círculo de falla con la vertical bajo el centroide en cada tajada.

W = peso total de cada tajada.

u = presión de poros = $\gamma_w h_w$

Δl = longitud de arco de círculo de la base de la tajada.

$C' + \phi'$ = Parámetros de resistencia del suelo

El método ordinario o de Fellenius solamente satisface equilibrios de momentos y no satisface equilibrio de fuerzas. Para el caso de $f = 0$ el método ordinario da el mismo valor de factor de seguridad que el método del arco circular. Los análisis del método de Fellenius son muy sencillos y se pueden realizar con métodos manuales o con computador. Debe tenerse en cuenta que el método ordinario es menos preciso que otros procedimientos y la precisión disminuye a medida que la presión de poros se hace mayor.

Algunos autores recomiendan que el método ordinario no se utilice para diseño sino solamente como una base de referencia. Generalmente, el método ordinario da factores de seguridad menores que otros métodos.

2.10.3 Método simplificado de Bishop

El método de Bishop supone la superficie de deslizamiento circular. Es un método de cálculo por dovelas o rebanadas. Se supone la masa deslizante dividida en n dovelas verticales. En la Figura 11 se recogen las fuerzas actuantes sobre una de esas dovelas.

Estableciendo el equilibrio de momentos de toda la masa deslizante respecto al centro del círculo de deslizamiento se obtiene:

$$F.S = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \operatorname{sen} \alpha_i} \sum_{i=1}^n \left[C_i \frac{b_i}{\operatorname{sen} \alpha_i} + N_i \tan \phi_i \right]$$

Ecuación 5.

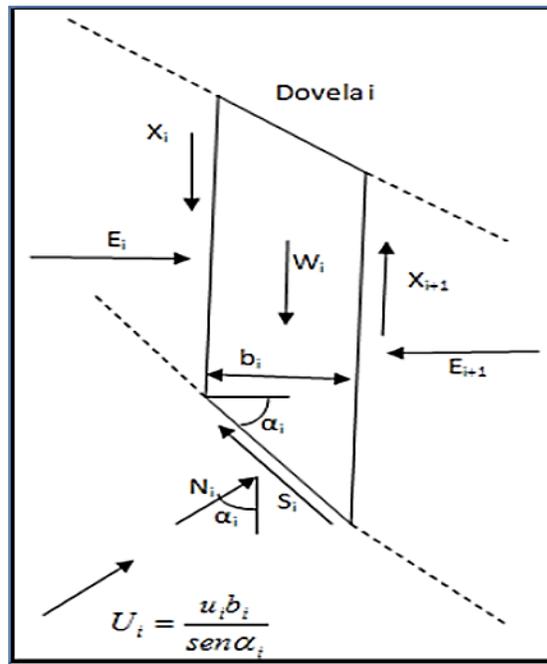


Figura 11 -Fuerzas actuantes sobre una dovela vertical

De las ecuaciones de equilibrio de fuerzas verticales de cada dovela se puede despejar los \$N_i\$ y sustituyendo en la ecuación anterior se obtiene:

$$F.S = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \text{sen } \alpha_i} \left\{ \sum_{i=1}^n [C_i' b_i + (W_i - u_i b_i + X_i - X_{i+1}) \tan \phi_i'] \frac{\sec \alpha_i}{1 + \frac{\tan \phi_i' \tan \alpha_i}{F.S}} \right\}$$

En el método simplificado de Bishop se supone que se cumple:

$$\sum_{i=1}^n \frac{(X_i - X_{i+1}) \tan \phi_i' \sec \alpha_i}{1 + \frac{\tan \phi_i' \tan \alpha_i}{F.S}} = 0$$

Con esta simplificación la expresión queda:

$$F.S = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \text{sen } \alpha_i} \left\{ \sum_{i=1}^n \left[C_i' b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi_i' \right] \frac{\sec \alpha_i}{1 + \frac{\tan \phi_i' \tan \alpha_i}{F.S}} \right\}$$

Ecuación 6

Donde:

b = base de la dovela

W = Peso de cada dovela

C, φ = Parámetros de resistencia del suelo.

u = Presión de poros en la base de cada dovela = $\gamma_w \times h_w$

α = Angulo del radio y la vertical en cada dovela.

Como F.S aparece de modo implícito ha de obtenerse mediante un proceso iterativo que suele converger rápidamente. La simplificación asumida por Bishop, hace que este método no cumpla el equilibrio de fuerzas horizontales.

Se define un parámetro M_α , que recoge implícitamente el F.S, de esta manera y ayudándose del gráfico siguiente se puede conocer el factor de seguridad de una rotura circular, conociendo el ángulo de rozamiento de la superficie de rotura y el ángulo α .

$$M_\alpha = \frac{\sec \alpha_i}{1 + \frac{\tan \phi_i' \tan \alpha_i}{F.S}}$$

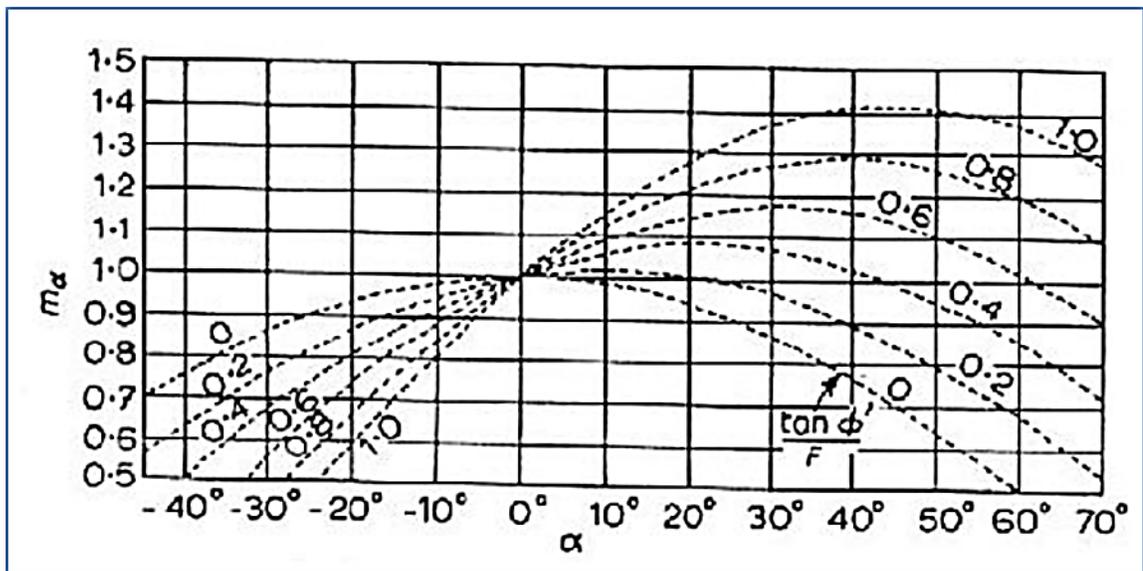


Figura 12 -Diagrama para determinar el F.S de manera implícita

El método simplificado de Bishop es uno de los métodos más utilizados actualmente para el cálculo de factores de seguridad de taludes.

Aunque el método solo satisface equilibrio de momentos, se considera que los resultados son muy precisos en comparación con el método Ordinario. Aunque existen métodos de mayor precisión que el método de Bishop, las diferencias de los factores de seguridad calculados no son grandes.

2.10.4 Método de Janbú

El método simplificado de Janbú se basa en la suposición que las fuerzas entre dovelas son horizontales y no tiene en cuenta las fuerzas de cortante. Janbú considera que las superficies de falla no necesariamente son circulares y establece un factor de corrección f_0 . El factor f_0 depende de la curvatura de la superficie de falla (figura 13). Estos factores de corrección son solamente aproximados y se basan en análisis de 30 a 40 casos.

En algunos casos el suponer f_0 o puede ser una fuente de inexactitud en el cálculo del factor de seguridad. Sin embargo, para algunos taludes el considerar este factor de curvatura representa una mejora en el análisis.

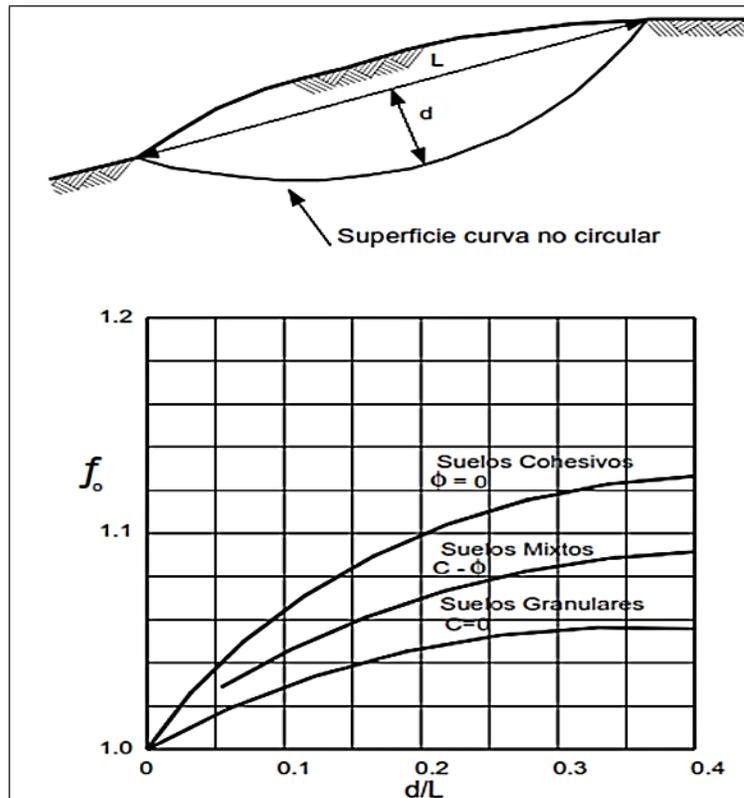


Figura 13 -Diagrama para determinar el factor f_0 para el método de Janbú.

El método de Janbú solamente satisface equilibrio de esfuerzos y no satisface equilibrio de momentos. De acuerdo con Janbú (ecuación modificada):

$$F.S = \frac{f_0 \sum \left\{ [c' b + (W - ub) \tan \phi] \frac{1}{\cos \alpha} \right\}}{\sum (w \tan \alpha)}$$

Ecuación 7.

2.11 Descripción del programa Geo Slope

SLOPE internacional es un programa integrado a un grupo completo de productos geotécnicos llamado GEOSTUDIOS. Una de las principales características de este grupo de programas, es que estos permiten la ejecución de problemas complejos de análisis, incluyendo análisis de elementos finitos, cálculos de presión de poros del agua, análisis de estabilidad de taludes y cálculos de esfuerzos en el suelo. SLOPE W es un programa especialmente diseñado para el análisis de estabilidad de taludes formados con las teorías de equilibrio límite y basado en el método de las dovelas. El programa permite el análisis de estabilidad de taludes que poseen estratigrafías complejas, así también permite la asignación de leyes de resistencia al corte de los suelos, sean de tipo bilineal o lineal. El programa permite la modelación de cargas puntuales y distribuidas en la masa del suelo.

2.12 Estudio geotécnico

El Estudio Geotécnico tiene por objeto obtener todos los parámetros para modelar los procesos de inestabilidad y diseñar las obras de mitigación y remediación.

El área a investigar depende del tamaño del proyecto y de la extensión de los factores geológicos y topográficos que afectan el problema a estudiar. Cuando se buscan movimientos potenciales que no se han desarrollado, el área a investigar no se puede determinar por adelantado.

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

- Los deslizamientos deben relacionarse con áreas estables a su alrededor.
- Los deslizamientos son en general mucho más extensos que lo que se cree inicialmente.
- Como regla general, el área a estudiar debe ser al menos el doble del área que se presume comprende el problema.

- ❑ El área debe incluir las fuentes de agua subterránea y superficial, y las estructuras geológicas que puedan afectar la estabilidad.

La profundidad de la investigación es todavía más difícil de definir, los sondeos deben profundizarse hasta identificar los materiales estables por debajo de los movimientos reales o potenciales. Las especificaciones de los estudios deben ser flexibles para permitir la adición de cantidades suficientes de sondeo que con mucha frecuencia se van a requerir.

El periodo de estudio debe incluir periodos lluviosos y secos, y por lo menos, debe obtenerse información de un año de duración, aunque es común que los fenómenos climáticos críticos tarden 10 a 20 años en repetirse en su máxima actividad.

Todo talud debe diseñarse para algo más que las peores condiciones climáticas que se esperen, de lo contrario se puede llegar a conclusiones optimistas las cuales tienen un nivel alto de incertidumbre.

2.13 Sondeo y muestreo

La exploración sub superficial incluye sondeos, ensayos de campo y ensayos geofísicos. Los objetivos generales de los sondeos o perforaciones son:

- ❑ Identificar y caracterizar las formaciones más débiles que pueden afectar el movimiento.
- ❑ Identificar las formaciones más resistentes que pueden limitar la extensión de la zona de falla.
- ❑ Localizar niveles de agua subterránea, presiones y características del agua.
- ❑ Identificar la distribución subsuperficial de materiales.
- ❑ Cuantificar las propiedades físicas de los materiales (humedad, gradación, plasticidad, resistencia al corte y otras propiedades) para emplearlos posteriormente en el análisis de estabilidad.

- ❑ Realizar ensayos de campo, tales como penetración, veleta, etc.
- ❑ Desarrollar ensayos geofísicos.
- ❑ Colocar instrumentos de medida de deformaciones o niveles de agua.

Se pueden utilizar apiques manuales, zanjas de exploración, sondeos manuales o sondeos mecánicos.

2.13.1 Número y profundidad de los sondeos

El objetivo del programa de exploración, es establecer con el mejor detalle posible el perfil estratigráfico y las propiedades de los suelos y rocas que afectan el comportamiento de un talud o la ocurrencia de un deslizamiento.

En este orden de ideas, el número, espaciamiento y profundidad de las perforaciones debe ser tal que se obtenga la totalidad de la información requerida con un costo razonable.

Algunos códigos estatales o locales, estipulan el número y profundidad de los sondeos; sin embargo, no existe una regla rígida y el programa de exploración depende de la complejidad de la geología y de las características, y la magnitud de los problemas de inestabilidad.

El espaciamiento de los sondeos depende del tamaño y características del movimiento. Para una zona donde se sospecha pueda ocurrir un movimiento, se sugiere un sistema de cuadrícula de sondeos y donde ya ocurrió el deslizamiento, se requieren sondeos por dentro y por fuera del movimiento (Figura 14).

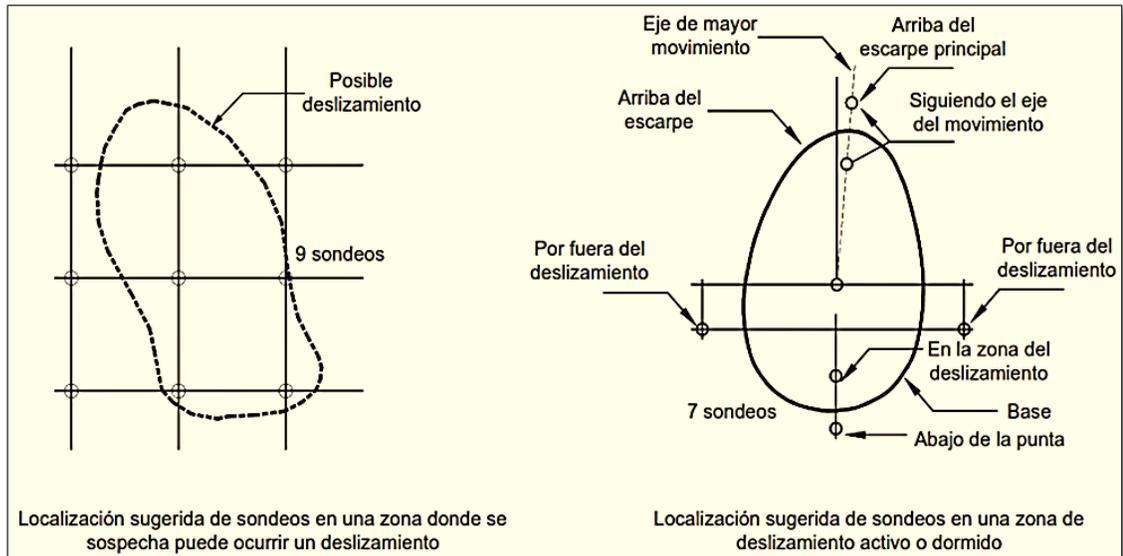


Figura 14 -Localización sugerida general de sondeos para estudios de deslizamientos

Los sondeos deben localizarse en tal forma que se puedan obtener secciones estratigráficas estratégicas. Una regla general es localizar los sondeos sobre una línea central en el deslizamiento. Como mínimo se recomienda un sondeo arriba de la corona del movimiento, un sondeo en la cabeza del deslizamiento, un sondeo intermedio y un cuarto de sondeo en el pie o área de levantamiento (Sowers y Royster, 1978).

La perforación en la parte baja del movimiento es muy importante para el diseño de las obras de remediación, mitigación o estabilización. No hay una regla rígida para determinar la profundidad a la cual debe llegarse con los sondeos. Sin embargo, el factor que controla la profundidad de los sondeos requeridos es la naturaleza de las condiciones geológicas a profundidad y la configuración de la superficie del terreno.

Por ejemplo, para el diseño de un terraplén típico, la profundidad del sondeo se recomienda que sea al menos dos veces la altura del terraplén previsto (Abramson y otros, 2002). Para cortes de carreteras los sondeos deben profundizarse al menos 5 metros por debajo de la profundidad anticipada del corte (Figura 14). En suelos blandos las perforaciones o sondeos deben profundizarse más que en el caso de suelos duros o rocas.

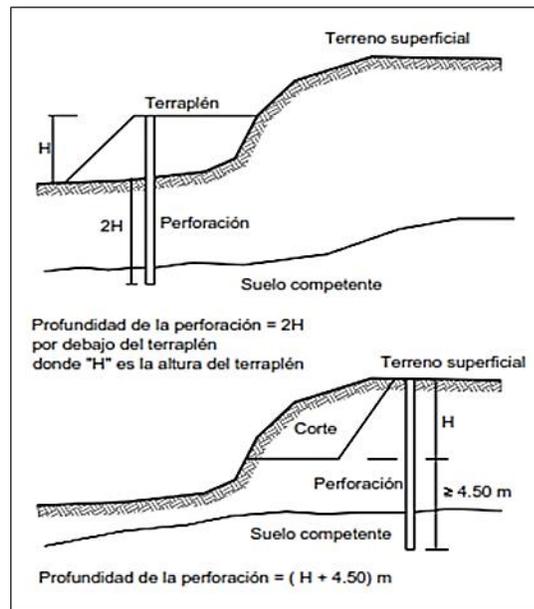


Figura 15 -Profundidades de sondeos recomendadas para terraplenes y cortes de carreteras (Abramson y otros, 2002).

2.13.2 Perforaciones a percusión utilizando muestreador SPT en forma continua.

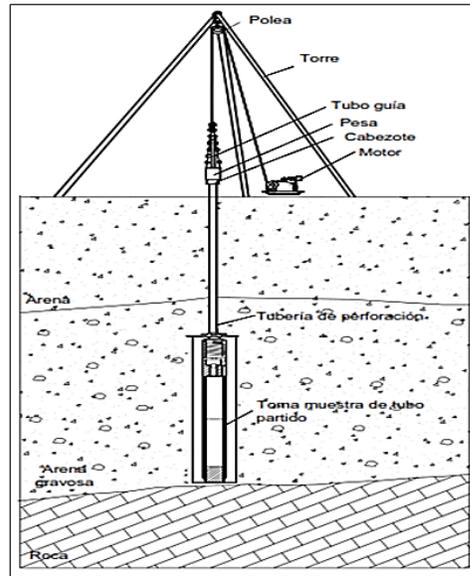


Figura 16 -Diagrama del sistema de perforación a percusión continuo con muestreador SPT.

Este sistema de perforación es muy utilizado para análisis de deslizamientos y consiste en perforar realizando ensayos SPT cada 50 cms y tomando muestras en forma permanente; este sistema de muestreo contiene muestras semi-alteradas en el muestreador de tubo partido y al mismo tiempo se obtiene un N de golpes por pie de penetración, el cual permite determinar la resistencia relativa del material e identificar las posibles superficies de falla (Figura 15).

La principal desventaja de este sistema es que las muestras obtenidas presentan un grado alto de alteración, aunque son menos alteradas que las obtenidas con muestreador tipo Auger.

❑ **Muestreo**

Existe una gran cantidad de sistemas de muestreo, los cuales se pueden investigar en varias publicaciones (Hvorslev), 1949; ASTM, 1951; USBR, 1974; Broms, 1980; NAVFAC, 1982; Hunt ,1984).

De los sondeos se pueden obtener dos tipos generales de muestras alteradas e inalteradas:

❑ **Muestras alteradas**

Son utilizadas para ensayos de clasificación de los suelos y visualizar el perfil y la superficie de falla. Estas muestras se pueden obtener empleando muestreador de tubo partido o tipo “Auger”.

Las muestras obtenidas con muestreador de tubo partido tipo SPT son de mejor calidad que las obtenidas con el muestreador “Auger”.

❑ **Muestras inalteradas**

Aunque no es posible obtener muestras 100% inalteradas, existen métodos para minimizar el grado de alteración. Estas muestras se utilizan para realizar ensayos de resistencia y compresibilidad, y determinar otras propiedades de los suelos.

Las muestras inalteradas se obtienen generalmente en forma manual en un apique (Figura 16), o en un sondeo con tubo de pared delgada. Las muestras inalteradas deben cumplir las siguientes condiciones:

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

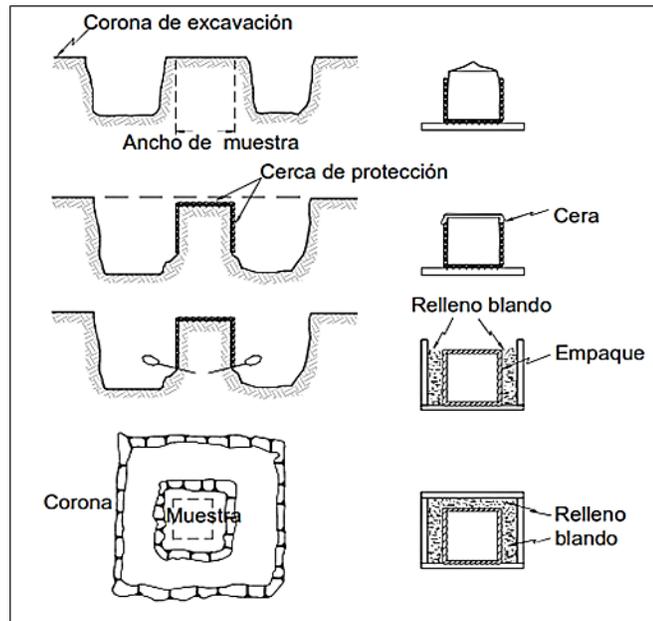


Figura 17 -Toma de muestras inalteradas en apique.

❑ Calidad de las muestras

La calidad de las muestras es un factor muy importante para que los resultados de los ensayos sean confiables. Sin embargo, en algunos tipos de investigación se pueden recolectar muestras de baja calidad para obtener información general de los perfiles de suelo.

La oficina de Control Geotécnico de Hong Kong (1984), presentó una tabla que permite definir la calidad de la muestra de acuerdo al sistema de muestreo y las propiedades del material que se requieren (Tabla 3).

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

Tabla 3 -Clases de calidad de muestreo

La alteración de la muestra afecta en forma significativa la resistencia obtenida en los ensayos especialmente, en todo tipo de arcillas, blandas o duras La resistencia no drenada de muestras alteradas puede ser más del doble que el de una muestra relativamente alterada y el módulo de elasticidad puede cuadruplicarse (Cornforth 2005).

2.14 Caracterización geotécnica

2.14.1 Muestreos y Ensayos

Los ensayos de campo tienen la ventaja de poder simular situaciones en el ambiente mismo del talud y son muy útiles para cuantificar los parámetros que se emplean en el análisis de un deslizamiento.

2.14.2 Medición de la resistencia al cortante

La determinación precisa de las resistencias de los materiales de un talud es esencial para un análisis de estabilidad representativo de sus condiciones reales; aunque es posible en algunas circunstancias realizar ensayos in situ, la forma más común de obtener los parámetros de resistencia al corte son los ensayos de laboratorio. Sin embargo, los valores de resistencia a los cortantes determinados en ensayos de laboratorio dependen de factores, tales como la calidad de las muestras, su tamaño y el método de ensayo.

Las envolventes de falla para suelos y rocas son generalmente no lineales en un rango amplio de esfuerzos, por esta razón los ensayos deben idealmente, ser realizados en el rango de esfuerzos correspondiente a la situación de diseño. Por ejemplo, para deslizamientos poco profundos, deben utilizarse esfuerzos normales pequeños y para fallas profundas esfuerzos normales mayores.

2.14.3 Selección de las muestras

La determinación precisa de las resistencias al cortante es esencial para un análisis de estabilidad de taludes; sin embargo, los valores de la resistencia al cortante que se obtienen dependen de muchos factores, especialmente de la calidad de las muestras, su tamaño y el método de análisis.

Una preocupación muy grande es el efecto de la alteración de la muestra sobre la resistencia al cortante. Muestras muy buenas pueden tener pérdidas de resistencia de hasta 50%. Además, las muestras deben ser obtenidas a una profundidad correcta, de acuerdo a las posibles superficies críticas de falla.

Las muestras para ensayo deben ser de calidad excelente, lo más representativas de la situación real en el campo; deben ser tomadas lo más cercanamente posible a las probables superficies de falla y lo suficientemente grandes para eliminar efectos de borde. Es muy importante que los ensayos sean realizados sobre muestras de suelo o roca preparadas de material inalterado, lo más representativo posible del material “in situ”; por ejemplo, muestras grandes en bloque de muy buena calidad o muestras tomadas con muestreadores delgados pueden estar relativamente inalteradas. Generalmente, entre más grande la muestra, esta podría ser de mejor calidad.

El tamaño de la muestra es muy importante. En suelos residuales el tamaño de la muestra puede determinar el valor de la resistencia obtenida en el ensayo. La dimensión mínima de la muestra a ensayar debe ser al menos seis veces el tamaño máximo de partícula contenido en ella.

Las muestras para ensayos triaxiales deben ser de mínimo siete centímetros de diámetro y para ensayos de Corte Directo de seis a diez centímetros.

El espesor mínimo de la muestra en un ensayo de Corte Directo es de dos centímetros pero existen anillos de hasta 30 centímetros.

En el caso de suelos con presencia de grava, la preparación de la muestra es difícil y puede ser no representativa de la realidad de la resistencia al suelo en el sitio y en ocasiones se deben realizar los ensayos con material de la matriz solamente.

De otro lado, la preparación de muestras de material muy frágil es difícil y en ocasiones existe la tendencia a utilizar para el ensayo, las partes más duras de la muestra, lo cual conduce a obtener parámetros de resistencia mayores a los reales.

2.15 Ensayos de laboratorio

Para obtener los parámetros de resistencia al cortante se pueden realizar ensayos de resistencia de laboratorio o de campo o se pueden utilizar correlaciones empíricas a partir de ensayos indirectos u otras propiedades de los suelos. Los ensayos de laboratorio más comunes para análisis de estabilidad de taludes son los ensayos de Compresión triaxial y de Corte Directo, en este caso se utilizará el ensayo de Corte Directo.

2.15.1 Ensayo de Corte Directo

En el ensayo de corte directo en caja se coloca una muestra dentro de una caja partida en dos mitades de forma rectangular, cuadrada o circular. Para realizar el ensayo una de las dos mitades se mueve con respecto a la otra mitad y el suelo se rompe a lo largo del plano entre los dos elementos de la caja. Este ensayo es el más común para obtener la resistencia de los suelos en los estudios de deslizamientos.

Este ensayo es simple y económico de realizar, pero presenta los inconvenientes del poco control que se tiene sobre las condiciones de drenaje, la dificultad para medir presiones de poro y algunos problemas inherentes a los mecanismos de las máquinas que realizan los ensayos.

Las ventajas de los ensayos de corte directo son su facilidad de ejecución, la cual permite la realización de una cantidad grande de pruebas en poco tiempo y la posibilidad de realizar ensayos sobre superficies de discontinuidad. El ensayo de Corte Directo es de obligatorio uso cuando se trabaja a niveles bajos de esfuerzos o si se desea obtener la resistencia a lo largo de las discontinuidades.

En este ensayo la resistencia al cortante puede medirse en un plano predeterminado, cortando la muestra con una determinada orientación. La superficie de falla es predefinida y no depende de las propiedades del suelo, y por esta razón los valores de resistencia obtenidos tienden a ser mayores que en los ensayos triaxiales.

La muestra se coloca en una caja compuesta por dos anillos (Figura 16), uno superior y otro inferior, los cuales pueden desplazarse horizontalmente el uno con respecto al otro al aplicarse una fuerza de cortante (Figura 17). Las muestras no pueden saturarse completamente, pero un grado de saturación relativamente alto se puede obtener sumergiendo la muestra en agua por un periodo largo de tiempo, antes del ensayo; Sin embargo, debe tenerse mucho cuidado con los efectos de saturación sobre algunos materiales, especialmente los suelos expansivos.

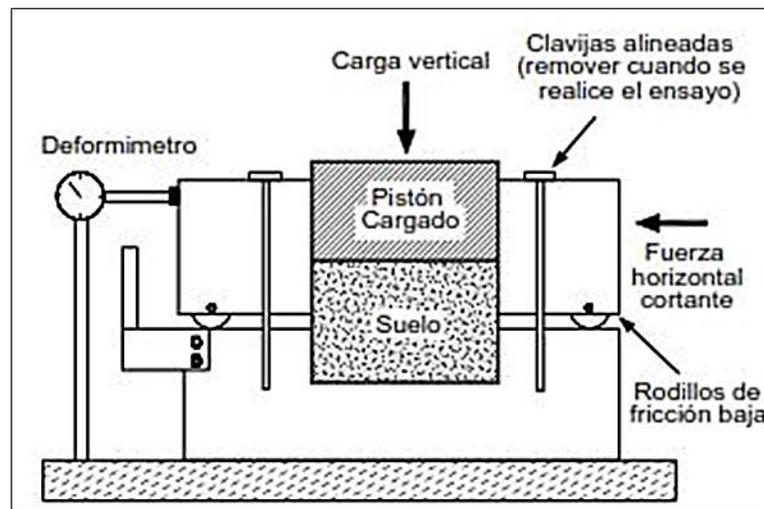


Figura 18 -Detalle de la caja de ensayo de corte directo.

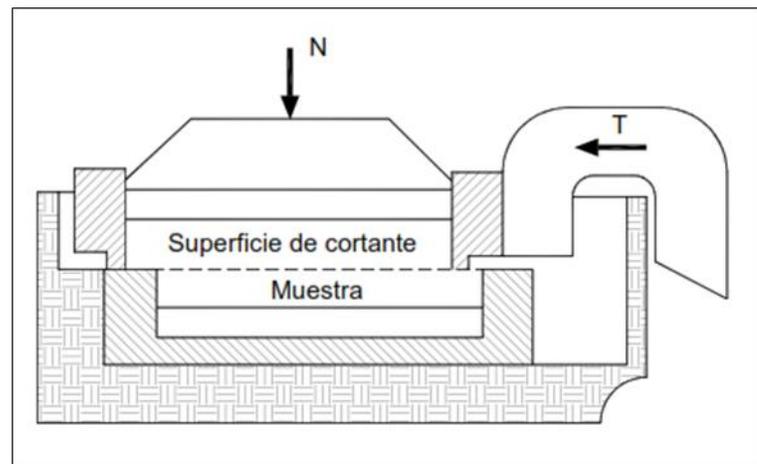
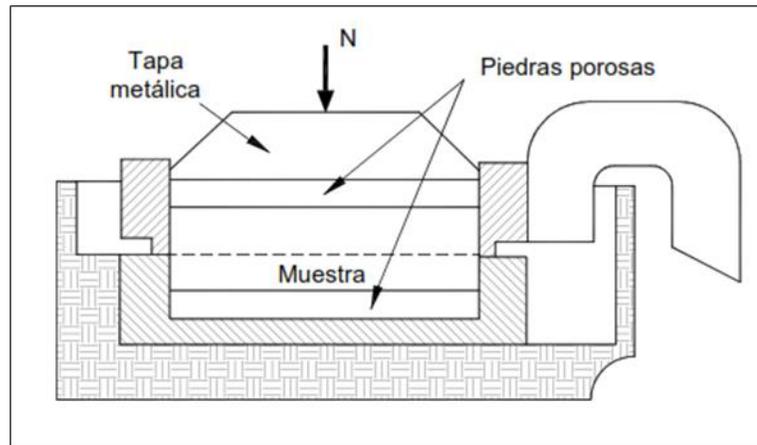


Figura 19 -Movimiento de las dos mitades del ensayo de corte directo.

Se dibuja una curva esfuerzo-deformación para cada ensayo, en la cual se determinan los valores de la resistencia máxima y la resistencia residual.

Se realizan varias pruebas para el mismo tipo de suelo con diferentes presiones normales y se dibuja la envolvente de falla para obtener gráficamente los valores de cohesión y ángulo de fricción (Figura 20). Se recomienda un mínimo de cinco pruebas para cada tipo de suelo.

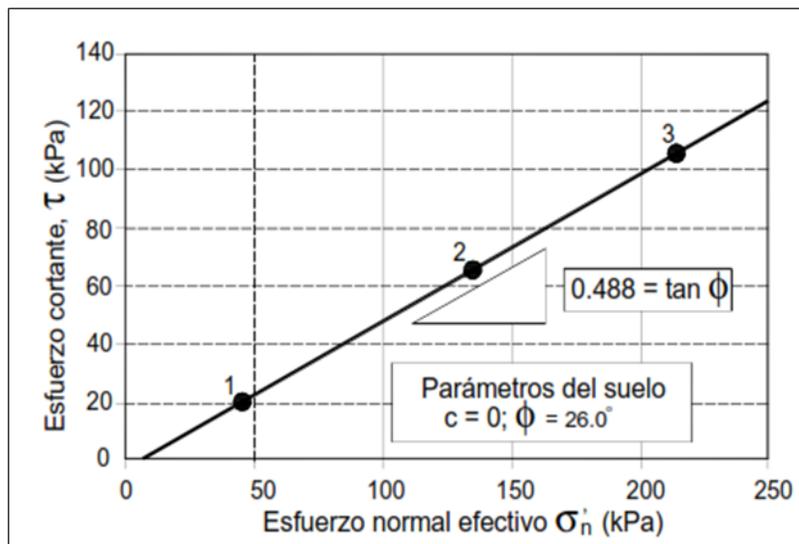
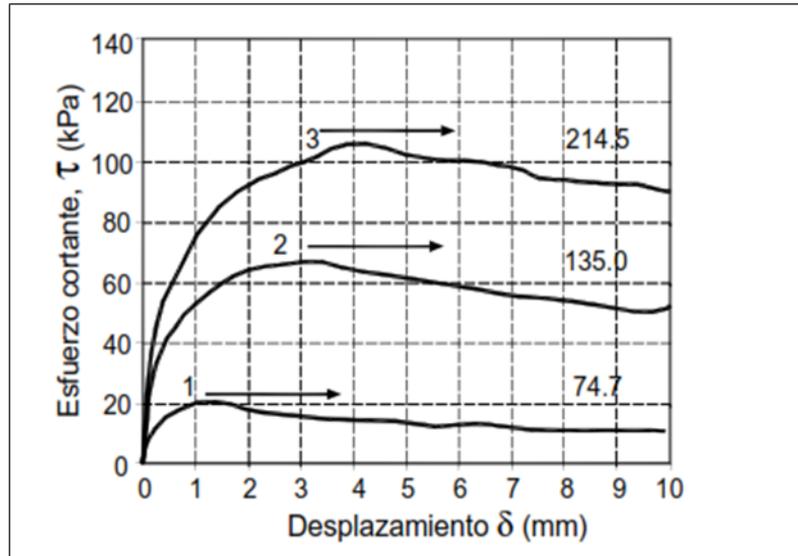


Figura 20 -Esfuerzo de falla y envolvente de un ensayo de corte directo

2.15.2 Ensayos con deformación controlada o con esfuerzo controlado

El esfuerzo de corte puede ser aplicado incrementando los esfuerzos en forma gradual y midiendo la deformación producida (esfuerzo controlado) o moviendo las partes del equipo a un desplazamiento dado y midiendo el esfuerzo resultante (deformación controlada).

Los ensayos de esfuerzo controlado no son comunes; sin embargo son convenientes en el caso de que se requiera una rata de desplazamiento muy baja y cuando se desea conocer el comportamiento de los suelos a la reptación. Este tipo de ensayo no puede determinar el esfuerzo pico y la resistencia residual en forma precisa. El ensayo de deformación controlada es más fácil de efectuar y permite obtener la resistencia última y la resistencia residual.

2.15.3 Cargas normales

Las cargas normales que se deben utilizar en el ensayo deben incluir los esfuerzos máximos que se suponen ocurren en el terreno (Figura 20). Al menos deben realizarse ensayos con cuatro cargas diferentes para definir una envolvente de falla. En suelos no cohesivos la envolvente de falla generalmente pasa por el origen, pero con suelos relativamente cementados debe haber un intercepto de cohesión.

Si esta componente cohesiva es de importancia en la aplicación de ingeniería a analizar, debe realizarse ensayos con cargas normales muy pequeñas sobre muestras inalteradas, manejadas con mucho cuidado para evitar alteraciones. Igualmente, es recomendable ensayar puntos adicionales en el rango de bajas presiones normales.

2.16 Propiedades físicas y mecánicas

2.16.1 Pruebas para determinar las propiedades físicas del suelo

2.16.2 Densidad de Campo (Método del cono de arena)

Método de ensayo estándar para determinar la densidad del suelo in situ por el método del cono de arena. Este ensayo está determinado por ASTM D 1556-82.

Este método cubre la determinación de la densidad del suelo in situ.

Cualquier suelo u otro material que puede ser excavado con herramientas de mano puede ser ensayado, siempre y cuando los vacíos o las aberturas de los poros en la masa son lo suficientemente pequeños para prevenir que la arena usada en el ensayo se introduzca en los vacíos naturales. El suelo u otro material siendo ensayado deberán tener la suficiente cohesión o atracción entre partículas para mantener estable los lados de un hueco pequeño o excavación. Este deberá ser lo suficientemente firme para soportar las presiones pequeñas ejercidas al excavar el hueco y colocar el aparato sobre él, sin deformarse o desplazarse.

2.16.3 Descripción Visual Manual de los suelos

Para que una muestra de suelo sea inspeccionada visualmente e identificada con ensayos manuales simples, a través de procedimientos y criterios estándar, el suelo puede ser identificado mediante la asignación de símbolos de grupo y un nombre utilizando los diagramas de flujo para los suelos de grano fino y para los suelos de grano grueso. Si el suelo tiene propiedades que no lo colocan distintamente en un grupo específico, debe utilizarse símbolos de frontera.

2.16.4 Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg o límites de consistencia se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos. El nombre de estos es debido al científico sueco Albert Mauritz Atterberg (1846-1916).

Los límites se basan en el concepto de que en un suelo de grano fino solo pueden existir cuatro estados de consistencia según su humedad.

Sí, un suelo se encuentra en estado sólido, cuando está seco. Al agregársele agua poco a poco va pasando sucesivamente a los estados de semisólido, plástico, y finalmente líquido. Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de Atterberg.

Los ensayos se realizan en el laboratorio y miden la cohesión del terreno y su contenido de humedad, para ello se forman pequeños cilindros de espesor con el suelo. Siguiendo estos procedimientos se definen tres límites:

- ❑ Límite líquido: Cuando el suelo pasa de un estado líquido a un estado plástico.

Para la determinación de este límite se utiliza la cuchara de Casagrande.

- ❑ Límite plástico: Cuando el suelo pasa de un estado plástico a un estado semisólido y se rompe.
- ❑ Índice de plasticidad: se define como la diferencia numérica entre el Límite Líquido y el Límite Plástico.

Relacionados con estos límites, se definen los siguientes índices:

$$I_p \text{ o } IP = W_1 - W_2: \text{ Índice de plasticidad}$$

$$I_f = \text{pendiente de la curva de fluidez}$$

$$I_t = I_p / I_f \quad \text{Índice de tenacidad}$$

Índice de liquidez **IL o I_l** también conocida como Relación humedad- plasticidad (B):

$$IL = (W_n - W_p) / (W_1 - W_p)$$

$W_n = \text{Humedad Natural}$

2.16.5 Límite líquido

Esta propiedad se mide en laboratorio mediante un procedimiento normalizado en que una mezcla de suelo y agua, capaz de ser moldeada, se deposita en la Cuchara de Casagrande o Copa de Casagrande, y se golpea consecutivamente contra la base de la máquina, haciendo girar la manivela, hasta que el surco que previamente se ha recortado, se cierre en una longitud de 12 mm (1/2"). Si el número de golpes para que se cierre el surco es 25, la humedad del suelo (razón peso de agua/peso de suelo seco) corresponde al límite líquido. Dado que no siempre es posible que el surco se cierre en la longitud de 12 mm exactamente con 25 golpes, existen dos métodos para determinar el límite líquido: - trazar una gráfica con el número de golpes en coordenadas logarítmicas, contra el contenido de humedad correspondiente, en coordenadas normales, e interpolar para la humedad correspondiente a 25 golpes.

La humedad obtenida es el límite líquidos según el método puntual, multiplicar por un factor (que depende del número de golpes) la humedad obtenida y obtener el límite líquido como el resultado de tal multiplicación.

2.16.6 Límite plástico

Esta propiedad se mide en laboratorio mediante un procedimiento normalizado pero sencillo consistente en medir el contenido de humedad para el cual no es posible moldear un cilindro de suelo, con un diámetro de 3 mm. Para esto, se realiza una mezcla de agua y suelo, la cual se amasa entre los dedos o entre el dedo índice y una superficie inerte (vidrio), hasta conseguir un cilindro de 3 mm de diámetro. Al llegar a este diámetro, se desarma el cilindro, y vuelve a amasarse hasta lograr nuevamente un cilindro de 3 mm. Esto se realiza consecutivamente hasta que no es posible obtener el cilindro de la dimensión deseada.

Con ese contenido de humedad, el suelo se vuelve quebradizo (por pérdida de humedad) o se vuelve pulverulento. Se mide el contenido de humedad, el cual corresponde al límite plástico. Se recomienda realizar este procedimiento al menos 3 veces para disminuir los errores de interpretación o medición.

2.16.7 Índice de Plasticidad

El índice de plasticidad, IP, es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico. Cuanto mayor es el índice de plasticidad de un suelo menor es su permeabilidad. A las arenas limpias se les atribuye un índice de plasticidad nulo, aunque en realidad su valor no se puede determinar con exactitud.

El gráfico de Casagrande permite tener un juicio sobre el tipo a que pertenece la fracción fina de un suelo. Para ello, el gráfico representa en abscisas el límite líquido y en ordenadas el índice de plasticidad.

2.17 Análisis granulométrico

El análisis granulométrico persigue determinar la clasificación de un suelo por el tamaño de partículas individuales; valiéndose de la curva granulométrica y de los valores de los coeficientes de uniformidad y curvatura.

La prueba se realiza por medio del Análisis Granulométrico Combinado, el cual se usa para obtener las fracciones correspondientes a los tamaños mayores de suelo; generalmente se llega así hasta los tamaños mayores correspondientes a la malla No. 200.

La muestra de suelo se hace cuarteando la fracción que pasa malla N°4 reduciéndola hasta obtener la cantidad de suelo necesaria de 500 a 1000 gr.

Lavar el suelo en la malla N°200, dejando perder el material que pasa.

El suelo retenido se coloca en un recipiente previamente pesado colocándose posteriormente al horno por un periodo de 24 horas, pasados esto se sacara el material y se pesará se anotará este peso como peso retenido parcialmente seco.

2.17.1 Curva Granulométrica

Tomando en cuenta el peso total y los pesos retenidos, se procede a realizar la curva granulométrica, con los valores de porcentaje retenido que cada diámetro ha obtenido. La curva granulométrica permite visualizar la tendencia homogénea o heterogénea que tienen los tamaños de grano (diámetros) de las partículas.

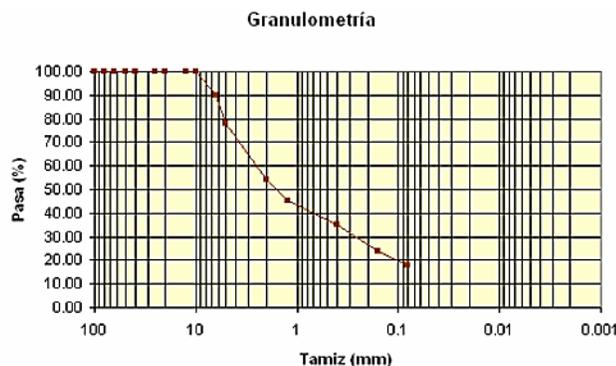


Figura 21 -Curva de distribución de las partículas

Dimensión de la partícula elemental (mm)	Attemberg – (Sistema Internacional)	U.S. Dep. De Agricultura	Ex – U.R.S.S.
<0,001	Arcilla	Arcilla	Arcilla
<0,002			Limo fino
0,005	Limo	Limo	Limo medio
0,01			Limo grueso
0,02			Arena muy fina
0,05	Arena fina	Arena fina	Arena fina
0,1		Arena fina	Arena media
0,25		Arena gruesa	Arena gruesa
0,2		Arena muy gruesa	Arena gruesa
0,5	Arena gruesa	Grava fina	Grava
1,0		Grava	Grava
2,0	Grava fina	Grava gruesa y piedras	Grava gruesa y piedras
3,0		Grava gruesa y piedras	Grava gruesa y piedras
5,0	Grava	Grava gruesa y piedras	Grava gruesa y piedras
10,0		Grava gruesa y piedras	Grava gruesa y piedras
20,0	Grava gruesa y piedras	Grava gruesa y piedras	Grava gruesa y piedras
>20,0		Grava gruesa y piedras	Grava gruesa y piedras

Tabla 4 -Dimensionamiento de partículas

2.18 Descripción de las técnicas de mitigación

Las medidas de drenaje tienen por finalidad eliminar el agua presente en el talud y, por lo tanto, las presiones intersticiales que actúan como factor desestabilizador en las superficies de rotura y grietas de tracción. Estas medidas son generalmente las más efectivas, ya que el agua es el principal agente desencadenante de los problemas de inestabilidad en taludes, aumentando el peso de la masa inestable, elevando el nivel freático y las presiones intersticiales, creando empujes hidrostáticos, reblandeciendo el terreno, erosionándolo, etc.

2.18.1 Drenaje superficial.

Se llama drenaje superficial a todas las obras civiles que captan el agua que corre por la superficie para conducirlos a lugares donde por su propia ubicación ya no es considerada como dañina a la estabilización de un talud. Los drenajes superficiales deben ser diseñados para evitarla llegada y acumulación de agua en el talud, sobre todo en la zona de la cabecera y en el caso de taludes escalonados, en las bermas, ya que es frecuente que se produzcan encharcamientos en la época de lluvia en estas zonas planas.



Ilustración 14 -Construcción de cunetas en bermas y en la corona de un talud, utilizando elementos prefabricados de concreto



Ilustración 15- Colocación de cuneta circular prefabricada, Contra cuneta en base de talud, Col. Las Colinas, La Libertad.

2.18.2 Concreto lanzado

Esta práctica tiene como objetivo revestir la superficie del talud ya conformado con una capa delgada de concreto a presión, o más bien dicho, mortero a presión, ya que la mezcla está compuesta básicamente por cemento y arena, con resistencia a la compresión de hasta 210 kg/m², de tal manera que éste se adhiera al suelo del talud y lo proteja de la erosión causada por el flujo de agua sobre su superficie.



Ilustración 16- Este talud ha sido revestido con concreto lanzado para evitar que la superficie del mismo quede a la intemperie y afecte los trabajos futuros.



Ilustración 17- Revestimiento de mortero para la estabilización de un talud ubicado en Santo Tomás, sobre la Carretera Panamericana.

2.18.3 Grietas sobre la carretera o sobre el talud cercano a ella.

Los diferentes tipos de movimientos desarrollan grietas características con distintas orientaciones que las hacen muy importantes a la hora del reconocimiento de movimientos. Las grietas delimitan los límites de rotura y son en la mayoría de los casos las primeras señales de movimiento que aparecen en el campo. Su aparición en la cabecera del talud y en los límites laterales del deslizamiento, pueden definir, según la forma de las mismas, el tipo de movimiento a que corresponden. Las grietas de tensión que se presentan en la carretera señalan que un movimiento ha iniciado. Estas grietas permiten que el agua penetre, suavizando el material e incrementando la presión ejercida.

2.18.4 Cambios abruptos de pendiente.

Estos cambios indican que una masa de terreno o roca ya ha fallado o se ha movido. Algunos derrumbes presentarán más de un cambio de pendiente pues la masa de material tiene una tendencia a moverse en bloques.

2.18.5 Guarniciones

Las guarniciones son un elemento protector en las vías carreteras, pero también pueden servir como indicador de movimientos (Ilustración 18). Cuando en la superficie de rodamiento no se presenten cambios visibles, el observar la condición de las guarniciones suele ser de gran ayuda. Una guarnición oblicua, inclinada o con buzamiento, indicará problemas con el terraplén. Al existir problemas en el terraplén se deberá observar si existe continuidad con algún corte, puesto que las deformaciones pudieran ser producto del empuje de la masa de tierra ocasionado por un deslizamiento rotacional. Un escurrimiento de material por debajo del pie del talud de corte puede modificar la estructura de las guarniciones.



Ilustración 18- Deformación de Guarnición.

2.18.6 Escombros sobre las cunetas o sobre la vía

Los escombros de suelo pueden indicar la existencia de un corte inestable cercano a la carretera (Ilustración 19). La presencia de escombros puede ser el origen de los desprendimientos mayores. Un problema continuo de escombros sobre la vía requiere la atención del personal de mantenimiento con el objetivo de implementar la mejor solución.

2.18.7 Deficiencias en el drenaje (agua superficial)

Alcantarillas bloqueadas. Una alcantarilla bloqueada no permite que el agua fluya correctamente, lo cual a su vez puede causar estancamiento de agua cerca del pie del talud. Esta condición tiende a saturar el pie del talud, causando que el terreno pierda fuerza e impidiendo su habilidad para resistir su propio peso. Consecuentemente un derrumbe puede llegar a ocurrir.



Ilustración 19- Escombros sobre carretera de Cacaopera Corinto

- ❑ Cunetas recubiertas que presentan daños. Las cunetas que presentan resquebrajaduras permiten que el agua superficial fluya hacia abajo. Esto puede erosionar el talud o permitir agua en la superficie que sature porciones del talud (Ilustración 19)
- ❑ Agua estancada. El agua estancada puede ocasionar problemas de infiltración.
- ❑ Desagües sobre el talud. Las tuberías, alcantarillas, cunetas, bordillos, contracunetas que permitan que el agua escurra dentro del talud pueden ser causas importantes para un deslizamiento. El agua de estos elementos puede infiltrarse hasta aumentar las fuerzas que desequilibran el talud



Ilustración 20- Consecuencia de mal drenaje, talud erosionado

2.18.8 Deficiencias en el drenaje (agua subterránea)

Agua emanada de la cara o del pie del talud. Los emanés indican la presencia de agua subterránea interceptando la superficie del terreno. Un emane puede señalar que el agua de una formación acuífera ha saturado una porción del corte. El área alrededor de un emane de agua es vulnerable a un derrumbe.

Color en la cara del talud. Los colores diferentes pueden indicar diferencias bien definidas en la cantidad de agua presente. Un color más oscuro será indicador de mayor cantidad de agua presente. El área que contiene mayor cantidad de agua es más sensible a los derrumbes.

Vegetación. El tipo y condición de la vegetación creciendo en los taludes puede indicar la presencia de agua subterránea. Las aneas y los sauces son plantas que indican la presencia de agua subterránea. Las áreas cubiertas de vegetación verde en estaciones temporales secas también son indicadoras de agua subterránea.

2.18.9 Cambios en las características

Algunos otros signos sutiles de movimiento pueden ser los cambios de verticalidad de diferentes elementos presentes en el talud.

Árboles inclinados en el pie del talud indicarán que ha existido movimiento en algún tiempo atrás, pero que actualmente ha dejado de moverse, permitiendo que los árboles sigan creciendo verticalmente. Rocas visibles cubiertas de un suelo blando, indicarán que el talud se está moviendo.

2.18.10 Cambios en las estructuras

1. Las desnivelación entre la unión de las vigas de un puente con la carretera son indicadores de que existe un movimiento dentro del talud.
2. Muros de contención. La inclinación, grietas o los desniveles en un muro de retención muestran que la masa de suelo está en movimiento.
3. Edificios. Los edificios localizados en las áreas de deslizamiento pueden proveer pruebas de movimientos de suelo. Las pruebas más notables son grietas en diversas partes de su estructura.

3. CARACTERIZACION FISIOGRAFICA DE LA ZONA

3.1 Ubicación geográfica

Los municipios de Cacaopera con Latitud: 13.7667 Longitud: -88.0833 y Corinto con Latitud: 13.7853 Longitud: -87.9883, se encuentran dentro de una población integrada por la micro región del Departamento de Morazán.

Se encuentra limitada de la siguiente manera:

Al norte: por la Republica de Honduras.

Al sur: por los Departamentos de La Unión y San Miguel.

Al Oeste: por el Departamento de San Miguel y la República de Honduras.

Los tres Municipios que conforman la Micro región Nor-Oriental de Morazán, Cacaopera, Joateca y Corinto, se encuentran ubicados en la zona nororiente del Departamento, fronterizos con la República de Honduras.

Sus territorios están comprendidos en la cuenca del Río Toróla, que es afluente del Río Lempa. Una parte de Corinto está comprendida en la cuenca del Río Goascorán.

Cacaopera es un Municipio del Distrito de Osicala, la Cabecera Municipal es la ciudad de Cacaopera, está situada a 9.5 km. de la ciudad de San Francisco Gotera y a 520.0 mt. SNM. Según la lengua Ulúa, Cacaopera, significa “Huertas de Cacao”.

Corinto está situada a 820 MSNM y a 19.2 KMS al NE de la ciudad de San Francisco Gotera.

Por haber alcanzado un alto grado de progreso comercial y agrícola con notable incremento de su población, el Poder Legislativo, le otorgó el Título de Villa el 21 de Julio de 1933. El 6 de marzo de 1996, según el Decreto Legislativo No. 626 se le otorgó el Título de Ciudad.

3.1.1 Ubicación geográfica de municipio de Cacaopera y Corinto

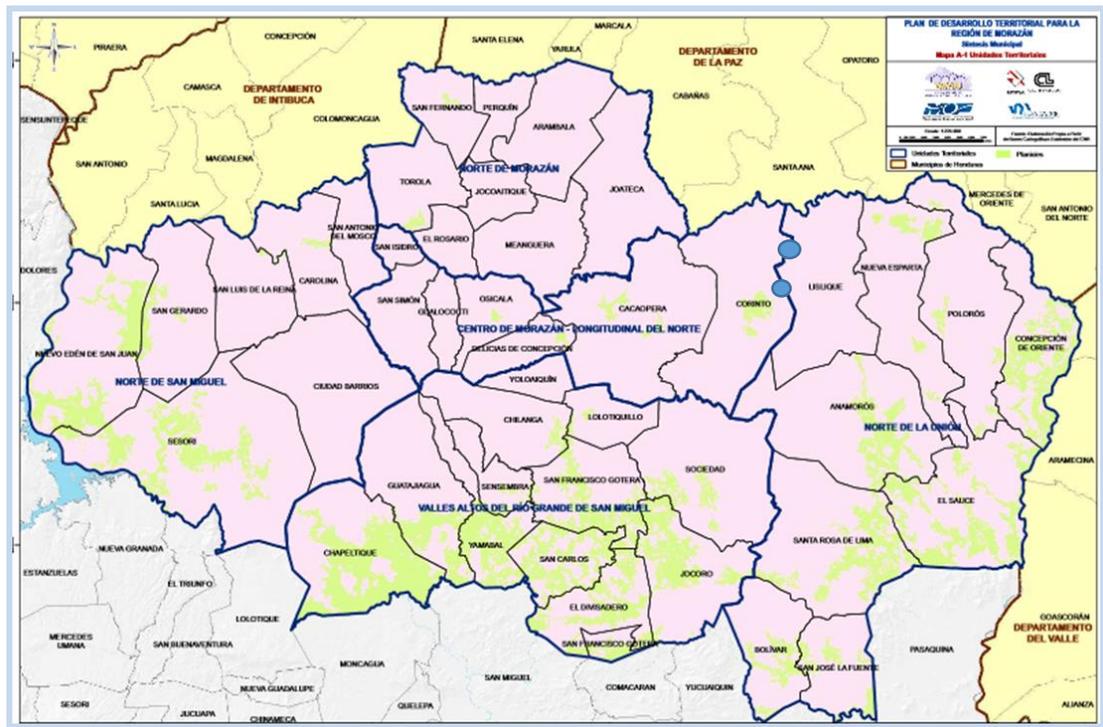


Ilustración 21- Mapa de ubicación de los municipios de Cacaopera y Corinto.

3.2 Caracterización física

3.2.1 Relieve de los Municipios

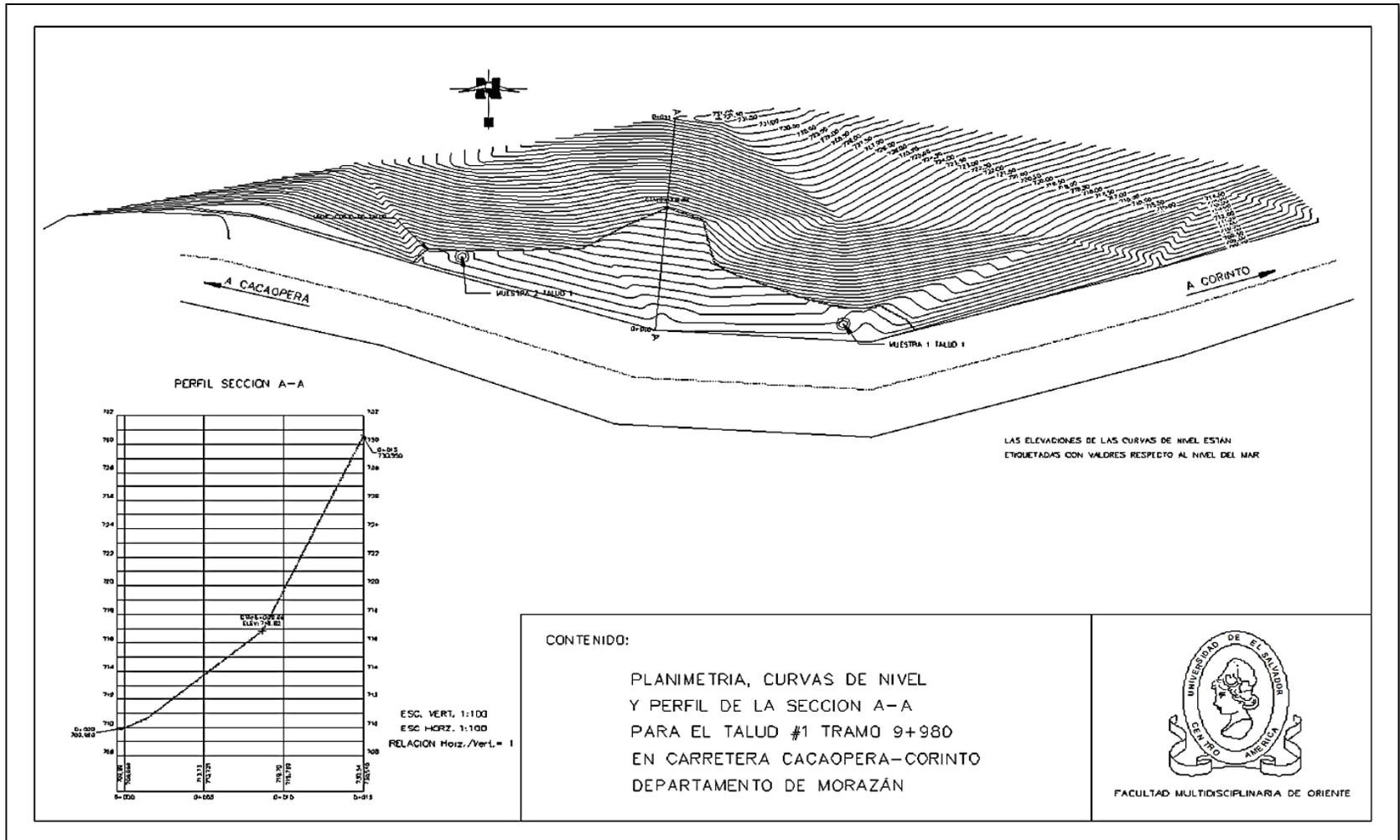
Cacaopera es un municipio muy montañoso con dos únicas planicies significativas. Una de ellas se encuentra junto al río Torola aguas arriba, mal comunicada. La otra, más extensa, se encuentra en una posición relativamente estratégica, en torno a la carretera a Joateca cerca del cantón Agua Blanca.

Por su parte, el eje poniente-oriental, pavimentado hacia Corinto y sin pavimentar hacia Delicias de Concepción, va a ser transformado por la Cuenta del Milenio en Carretera Longitudinal del Norte, trayendo indudables ventajas estratégicas para numerosas actividades que puedan establecerse en este municipio.

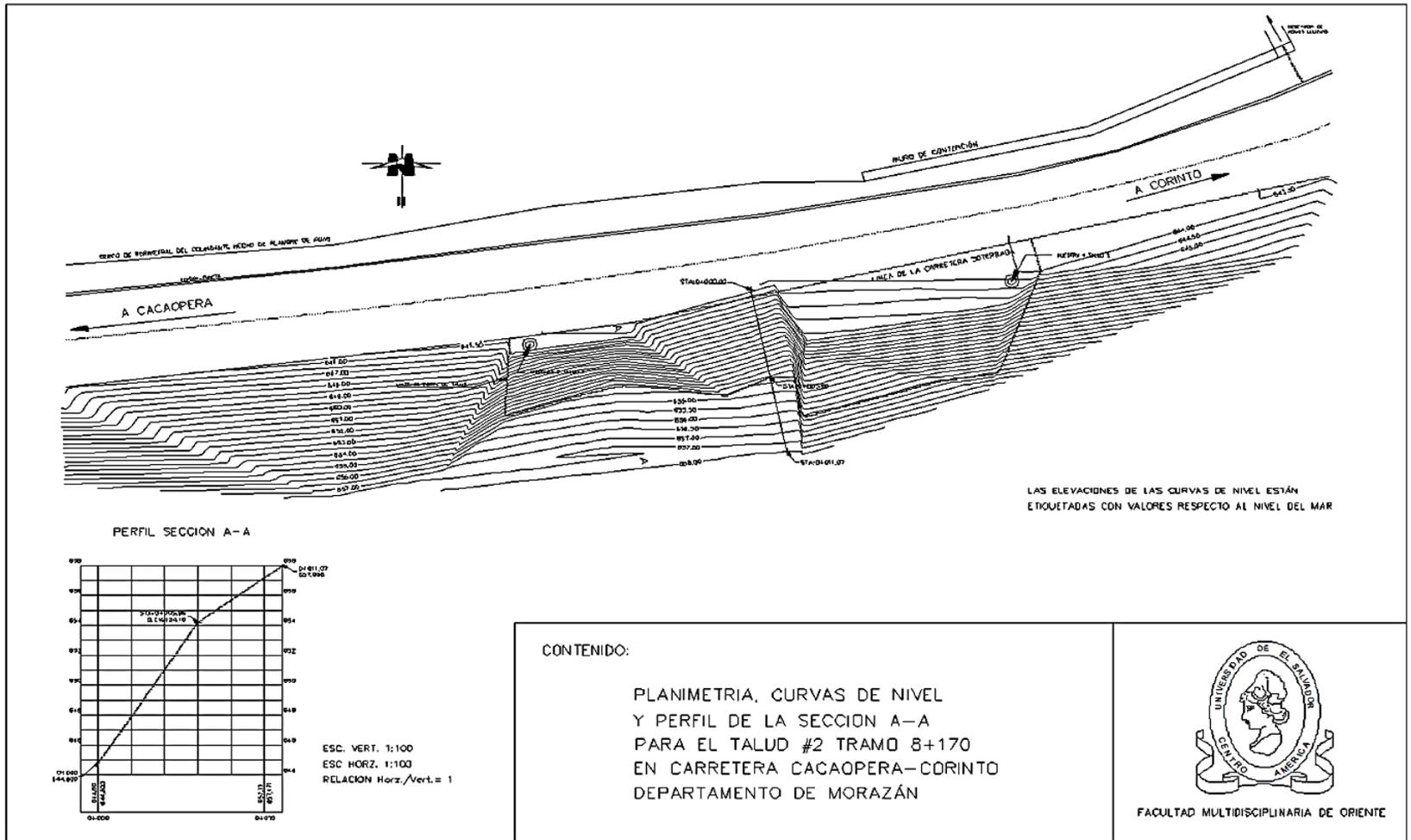
Sobre este eje en dirección a Corinto se encuentra el cantón La Estancia, y más hacia el oriente hay un camino rural hacia el norte que accede al cantón Calavera. Finalmente el cantón Ocotillo se localiza al sur-oriental de la cabecera municipal, sobre un camino rural de trazado montañoso que se dirige al cantón el Tablón del municipio de Sociedad.

3.2.2 Topografía

En los anexos 1 y 2 siguientes podemos observar la topografía de cada uno de los taludes por medio de su planimetría y curvas de nivel como se muestran a continuación.



Anexo 1 -Ubicación del talud N°1 de acuerdo a su planimetría y curvas de nivel



Anexo 2 -Ubicación del talud N°2 de acuerdo a su planimetría y curvas de nivel

3.3 Geología

3.3.1 Geología Regional.

El Salvador, desde el 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. A gran escala,

El Salvador se ubica en la confluencia de las placas tectónicas de Cocos (oceánica) y la del Caribe (continental), que conforman un margen tectónico activo, en el cual se está produciendo una subducción de la primera bajo la segunda (proceso derivado de la diferencia de densidad entre ambas placas, la más densa, corteza oceánica, se hunde bajo la placa continental). Esta situación de convergencia de placas viene produciéndose desde finales del Mesozoico hasta la actualidad y abarca una zona que se extiende desde Guatemala hasta Costa Rica, a lo largo de 1, 100 Km. El frente de subducción tiene en esta amplia área una dirección general NO– SE.

El proceso de subducción produce cambios en las condiciones físico-químicas en la zona de contacto entre la placa que se hunde y la superior y da lugar a fusiones de material. Los líquidos formados alimentan reservorios magmáticos situados bajo la corteza terrestre. Esta cinética profunda se traduce en la superficie en un vulcanismo activo (ascensos de magma y geotermismo) y movimientos tectónicos más o menos bruscos (temblores, fallas).

Se diferencian varios depósitos volcánicos en El Salvador asociados a pulsos de vulcanismos ocurridos desde el Oligoceno hasta la actualidad, aunque hay evidencias de que el vulcanismo se ha desarrollado en la región desde el Paleoceno (Pullinger, C.1992). Estos episodios de vulcanismo llevan intercalados periodos de relativa calma de la actividad volcánica en donde se produce la denudación de edificios volcánicos. La diferenciación temporal de estos episodios volcánicos permite diferenciar los materiales asociados a cada pulso y realizar una clasificación.

Estratigráfica de los mismos. Así mismo, hay una serie de depósitos sedimentarios de origen marino, más antiguos que los productos volcánicos y que se asocian a una trasgresión marina y un levantamiento isostático producidos por la colisión de las citadas placas. Asociados a estos materiales, durante el Oligoceno se produjo la intrusión de granitos y granodioritas en estos materiales sedimentarios a lo largo del borde fronterizo entre Guatemala, Honduras y El Salvador.

A nivel estratigráfico, se reconocen en El Salvador, dos grandes unidades o formaciones rocosas: Depósitos mayoritariamente sedimentarios con intercalaciones esporádicas de materiales volcánicos, distribuidos desde el Jurásico hasta el Mioceno. Depósitos fundamentalmente volcánicos, con una distribución desde el Oligoceno hasta el Holoceno. Estos últimos, se subdividen en la siguiente serie de formaciones en función de su litología y edad:

ÉPOCA		Formación	Materiales
Cuaternario	Holoceno	San Salvador	Rocas efusivas básicas-intermedias, intercaladas con capas de piroclastos.
	Pleistoceno	Cuscatlán	Tobas ácidas en la base, seguidos por lavas ácidas – 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 ácidas - intermedias, piroclastitas, ignimbritas y epiclastitas ácidas.
	Inferior		
Oligoceno		Morazán	Rocas intrusivas, efusivas y vulcano sedimentarias ácidas.

Tabla 5 -Modificado de Baxter, S., 1984)

La tectónica, se reconocen en El Salvador dos sistemas principales de Fracturación:

El primero de estos, de tendencia E – W demarca la orientación de la Depresión Central. Asociados a fallas de este sistema se ubican los volcanes Cuaternarios. Tienen sistema conjugado de fracturas, N – S, reconocido en varias zonas del país.

El segundo de estos sistemas de fracturación presenta una dirección NW – SE, se extiende por todo el país y se reconoce también en series de centros eruptivos de los volcanes cuaternarios (Santa Ana, San Salvador, etc.). Lleva un sistema asociado perpendicular más desarrollado en la parte central y oriental del país.

Los principales volcanes actuales se hallan asociados a la intersección de estos dos sistemas de fracturas. En principio estos se asocian al sistema de fallas de dirección

E– W de la zona sur de la Depresión Central, en la zona de confluencia de estas con fallas de dirección NW – SE.

3.3.2 Geología Local.

El tramo vial de los municipios de Cacaopera y Corinto pertenecientes al departamento de Morazán que se localiza en la unidad geomorfológica regional del país, cuya constitución litoestratigráfica en esta área específica está integrada por rocas efusivas (m2a) y piroclásticas (m2b), ambas de carácter intermedio, del período Terciario, época Miocénica inferior, de la formación Morazán; y piroclásticos ácidos (ch1) del período Terciario, época Miocénica media, de la formación Chalatenango. Estas formaciones litoestratigráficas forman parte del basamento volcánico.

Los tipos de suelos que se encuentran son finos como limos inorgánicos de baja plasticidad, arcillas limosas. (fase pedregosa superficial, de ondulada a montañosa muy accidentada).

El suelo es predominantemente arcilloso y en superficie con piedras pequeñas y redondeadas, también posee suelo orgánico y en proporción suelo estratos de roca, este menor el suelo presenta características de ser arcilla- arenoso, Limo-arenosa.

3.4 Sismicidad.

El Salvador está ubicado en la parte occidental de la placa tectónica del Caribe y se caracteriza por una intensa actividad sísmica, la cual se asocia principalmente al proceso de subducción de la placa de Cocos bajo la placa del Caribe.

Tal como puede apreciarse en los mapas de este apartado, la sismicidad se concentra principalmente en dos grandes zonas. Una corresponde a la cadena volcánica, donde se generan sismos de pequeña a moderada magnitud con profundidades someras, por lo general menores a los 15 km, la causa de estos sismos se atribuye a la falla geológica local, ejemplos significativos de sismos generados por esta fuente son los ocurridos el 10 de octubre de 1986 con magnitud 5.7 (Mw) y 13 de febrero del 2001 con magnitud 6.5 (Mw). La otra zona de sismicidad se ubica en el océano Pacífico, donde la placa de Cocos choca con la placa del Caribe, generando sismos a diversas profundidades (hasta más de 200 kilómetros) y de pequeñas a grandes magnitudes, ejemplo de ello es el sismo ocurrido el 13 de enero del 2001 con magnitud 7.7 (Mw). En los mapas de este apartado se muestra la sismicidad anual registrada por la red de monitoreo sísmico de El Salvador, en cada mapa además de los epicentros sísmicos se muestra la ubicación de las estaciones sísmicas en funcionamiento.

3.4.1 Zonificación sísmica de el salvador

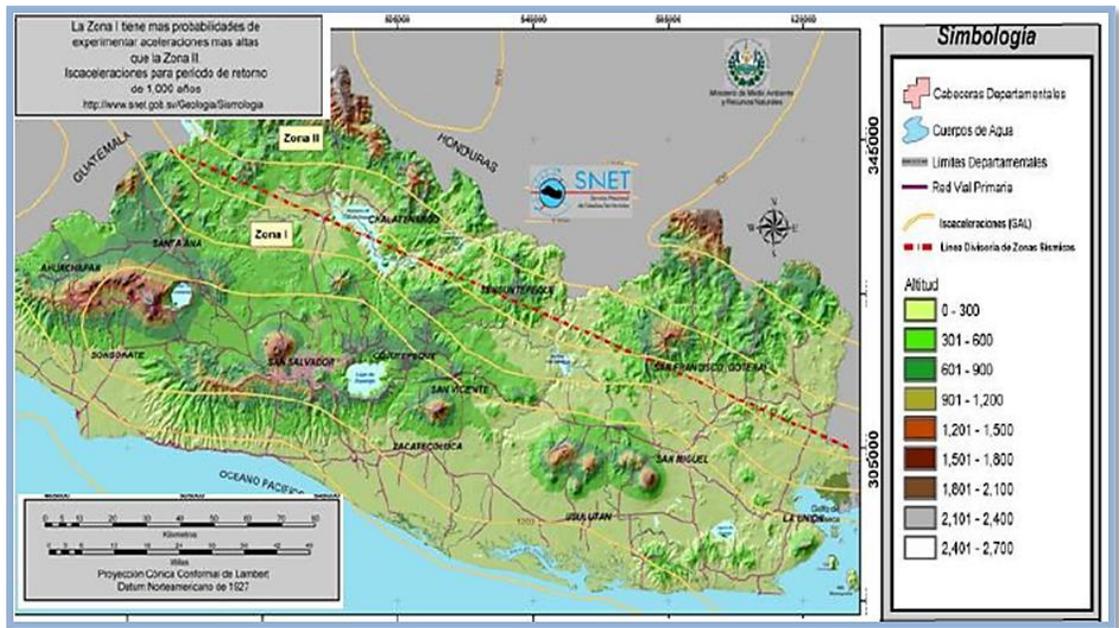


Ilustración 22- Mapa de Zonificación Sísmica, El Salvador 2002

3.4.2 Cobertura vegetal

La cobertura vegetal predominante sobre la corona del talud N° 1 en el tramo 1+450 sobre la carretera que conduce de Cacaopera a Corinto.

La flora está constituida por bosque húmedo subtropical. Las especies arbóreas más notables son: Coníferos, Manzana rosa, Madrecacao, roble, nance, cedro, ceiba, copinol, laurel, conacaste, quebracho, almendro de río, guayabo, mango, marañón y maquilishuat.

Cobertura predominante en la zona es el quebracho y la mayor parte que está compuesta por arbustos que se observa sobre la corona del talud bosques de pino, sabanas de morro, bosques de galería, Los más representativos son los cultivos mixtos, cultivos anuales, pastizales. De los cuales gran parte inciden en la erosión de este talud provocando el desprendimiento constante del mismo.



Talud 1. Tramo 1+450 la corona presenta en su mayoría arbustos que cubren la mayor parte.



Talud 2 -Tramo 1+690 crecimiento de arbusto en la mayor parte de la corona.

3.5 Hidrología

3.5.1 Régimen de lluvia

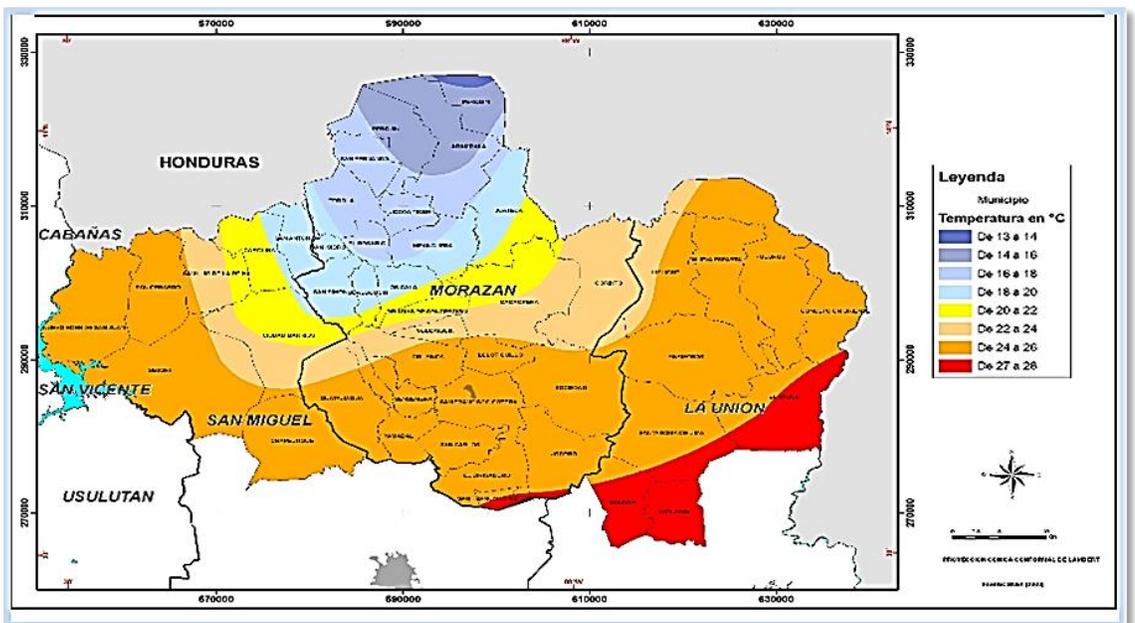
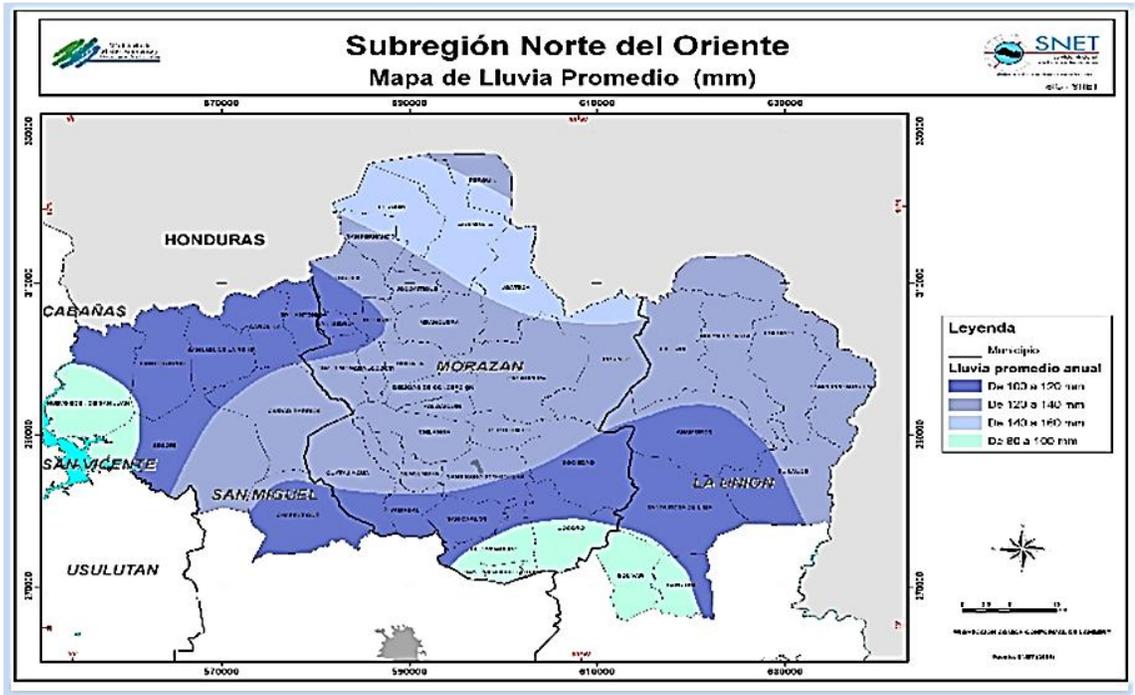


Ilustración 23- Mapa de lluvia y temperatura promedio en la Subregión Norte del Oriente

3.5.2 Suelos

A continuación presentamos un pequeño resumen de los tipos de suelos ubicados en la zona de Cacaopera hacia Corinto pertenecientes al Departamento de Morazán.

	Tipo de suelo	Formación
Talud N°1	Arcilla con contenido de arena fina, limos de baja plasticidad media, conocido como: (fase pedregosa superficial, de ondulada a montañosa muy accidentada).	Chalatenango y formación de Morazán. compuesta por piroclásticas ácidas, epiclásticas volcánicas con tobas ardientes y fundidas; efusivas ácidas intercaladas
Talud N°2	Arcilla arenosa de baja plasticidad con porcentajes de limos, en fase de arcillo Rojizo pertenecientes a superficies onduladas a montañas	Chalatenango y Formación de Morazán. Compuesta por: efusivas básicas –intermedias, piroclásticas, epiclásticas volcánicas. Alteración regional por influencia hidrotermal.

Tabla 6 -Tipos de suelo según su formación

3.6 Caracterización socio ambiental

3.6.1 Uso de los suelos

Predominan suelos con limitaciones fuertes para la agricultura, pero hay pequeñas áreas en toda la Subregión donde se puede desarrollar actividades agrícolas. En esta Subregión los suelos presentan de erosión mediana a alta.

En esta región se pueden encontrar diferente uso de suelos como son: bosques de pino, sabanas de morro, bosques de galería, Los más representativos son los cultivos mixtos, cultivos anuales, pastizales.

Los principales usos de suelo en la Subregión son: los Cultivos Mixtos (39%), Pastos (19%), Bosques caducifolios, pinares, mixtos (15%), Vegetación Arbustivas (11%), Cultivos Anuales (10%) y pequeña área de cultivos permanente principalmente café en la zona de Ciudad Barrios (3%).

Lo anterior está asociado con las actividades de la población donde puede verse que predominan los cultivos anuales en asocio con otros cultivos de corta duración, la ganadería extensiva y los bosques los cuales representan una oportunidad para ecoturismo, conservación de la naturaleza.

3.6.2 Biodiversidad

La Subregión posee pinares y asociaciones de pino-roble en el norte y noroeste, bosque erennifolio y bosque de galería en los ríos y quebradas. En la cuenca del Río Goascorán, se presentan bosques deciduos, morrales y arbustos espinosos. Las especies de bosques son Caoba, Cedro, Ceiba, Bálsamo y Copinol. Otras especies son Pinares, Encinos. En cuanto a la riqueza de especies están los Reptiles, la Nutria, Puma, Rey Zope, Cotorra frente blanca, Garza tigre y Martín pescador verde La belleza paisajística conformada por el cauce del río Sapo Sierra de Nahuaterique, el Volcán Cacahuatique, cafetales, humedales artificiales en el embalse de la presa 15 de Septiembre.

Los sitios de interés paleontológico, Corinto y El Hormiguero, además es refugio de la especie endémicas el Garrobo espinudo (*Ctenosaura flavidorsalis*), teniendo esta zona como hábitat desde la última glaciación (hace 11, 000 años).

Los sitios de interés turístico de la Subregión son: El río Sapo, el Llano del Muerto, el museo de la Revolución de Perquín, el museo Winakirica de la comunidad indígena Kakawira de Cacaotera.

3.6.2.1 Sistema de carreteras que comprende



Ilustración 24- Carretera Longitudinal del Norte (secundaria) y red de caminos rurales (terciaria)

3.6.2.2 Componentes de conectividad Vial

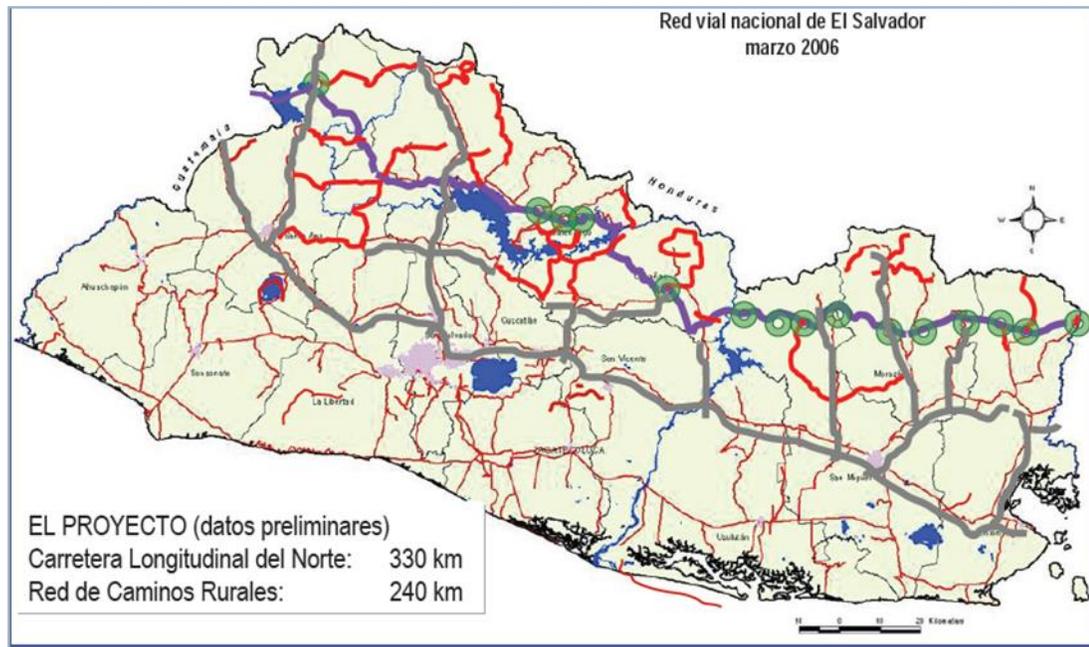


Ilustración 25- Componentes de conectividad vial en carretera.

3.7 Caracterización geotécnica

La parte de trabajo de campo se llevó a cabo durante los meses de mayo y junio de 2014 etapa en la cual se realizó el levantamiento topográfico y recolección de las muestras.

3.7.1 Visita de Campo.

Se efectuaron las visitas respectivas de reconocimiento de la zona ubicado en el tramo de carretera Longitudinal del Norte que conduce del Municipio de Cacaopera hacia Corinto del Departamento de Morazán, ubicando los taludes más riesgosos de la zona, considerando los siguientes aspectos:

Riesgo humano, accesibilidad a la información requerida para la investigación, antecedentes con personas de la zona, y factibilidad al desarrollo de la investigación Talud N°1 1+450 y Talud N°2 1+690.

3.7.2 Extracción de Muestras alteradas.

Después de considerarse los taludes a evaluar, se inició la toma de muestras pero se hizo tomando muestras de manera alterada, considerando que la accesibilidad a cada talud era muy inclinada, el ancho de carretera es muy angosto y sin hombros y que los desprendimientos de material en ellos eran constantes, se decidió extraer solo 2 muestras por cada talud, considerando la parte de del pie del talud, en cada uno de sus extremos, ya que la parte de la corana era inaccesible y muy peligros, mediante la inspección se pudo notar que el suelo estaba demasiado suelto y que las condiciones no eran muy favorables.

Se perforaron de 15-20 cm para extraer las muestras aproximadamente.

Las muestras fueron debidamente protegidas y conservadas mientras se trasladaban al Laboratorio de Suelos de la Universidad de El Salvador y así, conocer cada uno de sus propiedades mecánicas del suelo.

3.7.3 Toma de Datos de Campo.

Se efectuó la recolección de información referente a la zona, por medio de entrevistas a los pobladores de la zona, mediante las características geológicas, hidrológicas y rasgos presentes en los taludes de la zona, se denotó el estado actual de ellos.

Para determinar la inclinación del talud se determinará conociendo la topografía realizada en los taludes.

3.8 Descripción trabajo de laboratorio.

Los ensayos realizados en laboratorio destacan ciertos parámetros que componen el comportamiento del suelo los cuales influyen en la estabilidad del mismo.

Las pruebas que se efectuaron se clasifican en dos propiedades en físicas como mecánicas.

3.8.1 Pruebas respectivas para obtener propiedades físicas del suelo.

Ensayo	Norma
Densidad de Campo(Método de cono de arena)	ASTM D-1556
Método de Ensayo para Límite líquido, Plástico e Índice de plasticidad de los suelos.	ASTM D-4318
Descripción e Identificación de suelos, procedimiento Visual- Manual	ASTM D-2488
Granulometría	ASTM D-422-90

3.8.2 Densidad de Campo (método del cono de arena)

Este ensayo se realizó in situ en los taludes evaluados donde se había extraído las muestras alteradas, se analizaron las muestras y de esta manera conocer la densidad del suelo en el sitio de depósitos de suelos naturales.



Ilustración 26- Realización de la prueba de densidad de campo

3.8.3 Descripción Visual-Manual de los suelos.

Este ensayo se hizo de acuerdo a las muestras recolectadas en campo, previamente se procedió a realizar cada uno de sus parámetros y a la toma de datos en laboratorio.

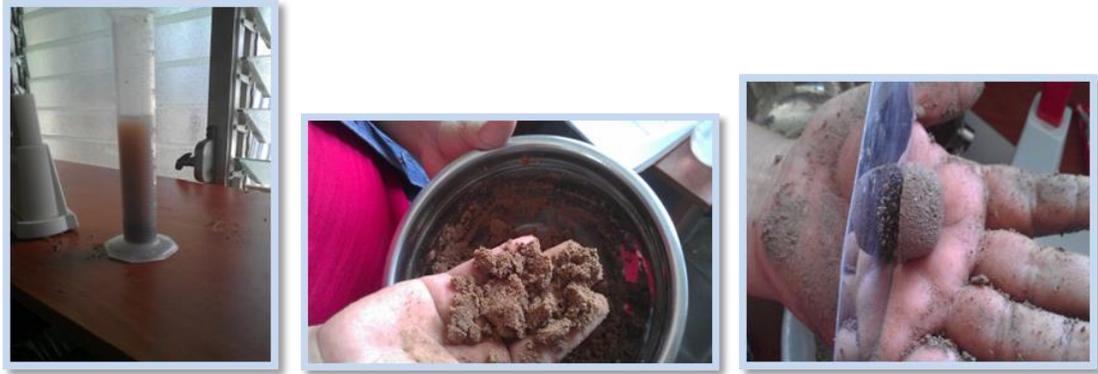


Ilustración 27- Realización del ensayo de Descripción visual –manual del suelo.

3.8.4 Análisis Granulométrico.

El material usado para el análisis granulométrico fue el que se extrajo de cada uno de los taludes que comprenden los tramos de 1+450 y 1+690 de la Carretera que conduce de Cacaopera a Corinto del Departamento de Morazán.

El material que se utilizó para este análisis fue extraído de la zona de excavación donde se obtuvieron cada muestra del talud.



Ilustración 28- Realización del ensayo análisis granulométrico método combinado.

3.8.5 Límites de Atterberg.

Los límites líquido, límite plástico se realizaron de las muestras extraídas del lugar.



Ilustración 29- Determinación de límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad.

3.8.6 Ensayos para la obtención de las propiedades mecánicas de los suelos.

Ensayo	Norma
Ensayo de Corte Directo	ASTM D-3080-98

3.8.7 Ensayo de Corte Directo.

El objetivo de este ensayo, es determinar la resistencia de la muestra extraída de suelo, y verificar su comportamiento cuando es sometida a fatigas y/o deformación, relacionar el comportamiento que presentaría en similitud del terreno al aplicársele una carga.

Cada espécimen se preparó utilizando el método de vibración para arenas, ya que las muestras eran insuficientes para el ensayo de compactación y las condiciones de ser extraída las muestras nuevamente eran nulas, debido al grado de saturación que presentaba el suelo por lluvias constantes en el lugar y por el espacio de tiempo acordado en el uso del Laboratorio de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de El Salvador para realizar estos ensayos.



Ilustración 30- Realización del ensayo corte directo.

3.9 Resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio

Se da un breve detalle y se presentan los resultados que se obtuvieron durante los siguientes ensayos.

3.9.1 Descripción Visual Manual de los Suelos.

La descripción que se efectuó en cada uno de los taludes, ubicados sobre los tramos de carretera de Cacaopera hacia Corinto se llevó a cabo de manera sencilla conociendo tanto el color, olor, textura, plasticidad, etc.

Mediante este ensayo podemos hacer una descripción general del tipo de suelo de la zona en estudio, y una corroboración mediante la realización de los ensayos posteriores.

Se muestran a continuación los resultados de cada una de las muestras ensayadas ver anexo 2.

3.9.2 Densidad de Campo.

El muestreo in situ de este ensayo nos da los parámetros del peso volumétrico y contenido de humedad de la muestra extraída en campo, presentamos los resultados en la siguiente tabla. (Ver en anexos 1, los datos del ensayo).

Talud	Profundidad	Contenido de Humedad	Peso Volumétrico Húmedo (ton/m ³)
T1-M1	10 cm	36.22%	1.38
T1-M2	10cm	42.54%	1.72
T2-M1	10cm	33.71%	1.52
T2-M2	10cm	38.27%	1.59

Tabla 7 -Resultado de la Densidad de Campo de los taludes estudiados

3.9.3 Análisis Granulométrico.

Consiste en la clasificación de los suelos por el tamaño de las partículas individuales, el ensayo se realiza por el tamizado de los suelos pasando por la diferente malla, conocido como la prueba de análisis granulométrico combinado.

Los grupos de malla que se utilizaron para el ensayo son:

Análisis combinado. N°10(2mm), N°16(1.18mm), N°40(0.426mm), N°100 (0.150mm), N°200 (0.075mm).

Los siguientes resultados proporcionados por el ensayo granulométrico combinado se muestra de la siguiente manera. (También puede verse los datos ensayados en anexo 3).

Composición Granulométrica de las Arenas (A)	
Peso Inicial (grs) Wh:	2525.00
Peso después de lavado (grs) Ws:	955.00
Perdida por lavado (grs) W= Wh-Ws:	1570.00

Tabla 8 -Porcentaje de pérdida por lavado Talud N°1 Muestra N°1

Malla	Tamaño (mm)	Peso retenido (grs)	Porcentaje retenido (%)	Porcentaje retenido acumulado (%)	Porcentaje que pasa (%)
		953.65			
N° 10	2	14.75	1.55%	1.55%	98.45%
N°16	1.18	9.40	0.99%	2.53%	97.47%
N°40	0.426	52.10	5.46%	8.00%	92.00%
N°100	0.15	383.80	40.25%	48.24%	51.76%
N°200	0.075	458.90	48.12%	96.36%	3.64%
Pasa N° 200		34.70	3.64%	100.00%	0.00%

Tabla 9 -Porcentaje de pérdida por lavado Talud N°1 Muestra N°1

Análisis granulométrico realizado para Talud N°1 Muestra N°2 muestra la pérdida de fracción del material por lavado.

Composicion Granulometrica de las Arenas (A)	
Peso Inicial (grs) Wh:	1625.00
Peso despues de lavado (grs) Ws:	1080.00
Perdida por lavado (grs) W= Wh-W	545.00

Tabla 10 -Porcentaje de pérdida por lavado Talud N°1 Muestra N°2

Malla	Tamaño (mm)	Peso retenido (grs)	Porcentaje retenido (%)	Porcentaje retenido acumulado (%)	Porcentaje que pasa (%)
		1075.60			
N° 10	2	175.70	16.34%	16.34%	83.66%
N°16	1.18	102.50	9.53%	25.86%	74.14%
N°40	0.426	231.20	21.49%	47.36%	52.64%
N°100	0.15	312.90	29.09%	76.45%	23.55%
N°200	0.075	231.20	21.49%	97.95%	2.05%
Pasa N° 200		22.10	2.05%	100.00%	0.00%

Tabla 11 -Granulometría por el método combinado Talud N°1 Muestra N°2

Análisis granulométrico realizado para Talud N°2 Muestra N°1 muestra la pérdida de fracción del material por lavado.

Composición Granulométrica de las Arenas (A)	
Peso Inicial (grs) Wh:	2495.00
Peso después de lavado (grs) Ws:	1880.00
Pérdida por lavado (grs) W= Wh-Ws:	615.00

Tabla 12 -Porcentaje de pérdida por lavado Talud N°2 Muestra N°1

Malla	Tamaño (mm)	Peso retenido (grs)	Porcentaje retenido (%)	Porcentaje retenido acumulado (%)	Porcentaje que pasa (%)
		1881.00			
N°10	2	27.70	1.47%	1.47%	98.53%
N°16	1.18	42.70	2.27%	3.74%	96.26%
N°40	0.426	308.50	16.40%	20.14%	79.86%
N°100	0.15	954.10	50.72%	70.87%	29.13%
N°200	0.075	485.10	25.79%	96.66%	3.34%
Pasa N° 200		62.90	3.34%	100.00%	0.00%

Tabla 13 -Granulometría por el método combinado Talud N°2 Muestra N°1

Análisis granulométrico realizado para Talud N°2 Muestra N°2 muestra la pérdida de fracción del material por lavado.

Composición Granulométrica de las Arenas (A)	
Peso Inicial (grs) Wh:	2552.00
Peso después de lavado (grs) Ws:	1840.00
Perdida por lavado (grs) W= Wh-Ws:	712.00

Tabla 14 -Porcentaje de pérdida por lavado Talud N°2 Muestra N°2

Malla	Tamaño (mm)	Peso retenido (grs)	Porcentaje retenido (%)	Porcentaje retenido acumulado (%)	Porcentaje que pasa (%)
		1844.70			
N°10	2	81.70	4.43%	4.43%	95.57%
N°16	1.18	61.90	3.36%	7.78%	92.22%
N°40	0.426	212.70	11.53%	19.31%	80.69%
N°100	0.15	1103.40	59.81%	79.13%	20.87%
N°200	0.075	361.50	19.60%	98.73%	1.27%
Pasa N° 200		23.50	1.27%	100.00%	0.00%

Tabla 15 -Granulometría por el método combinado Talud N°2 Muestra N°2

Las figuras que se presentan a continuación muestran los gráficos de la curva granulométrica que representa cada uno de las muestras por talud.

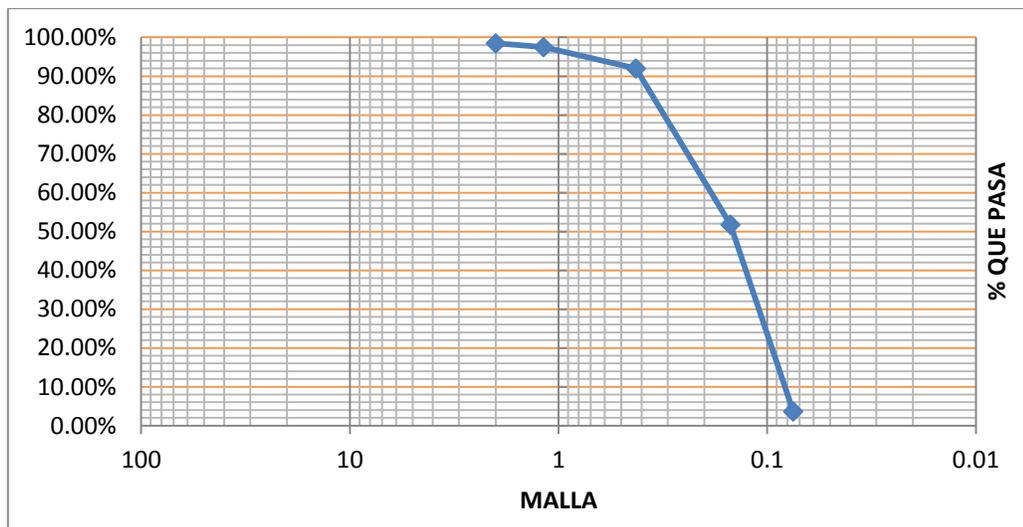


Figura 22 -Curva granulométrica T1-M1

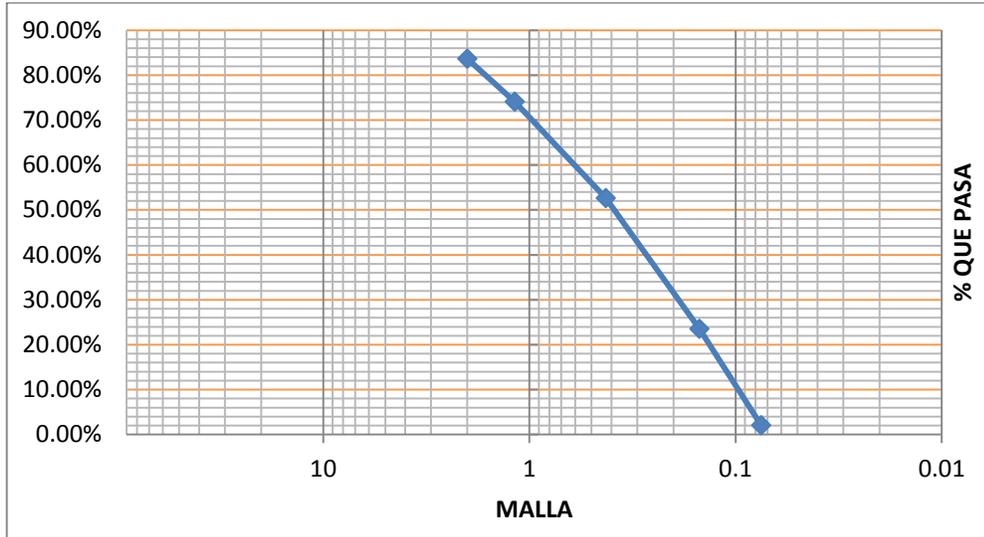


Figura 23 -Curva granulométrica T1-M2

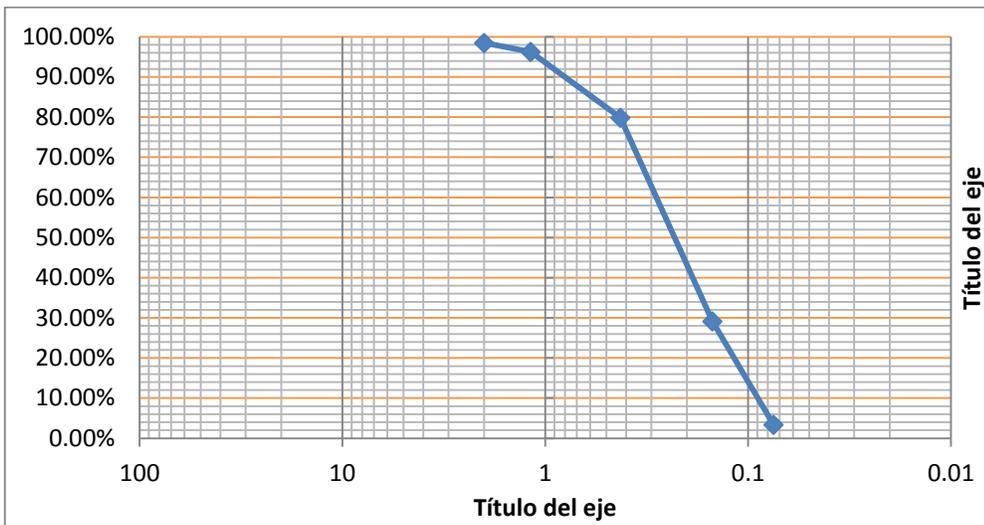


Figura 24 -Curva granulométrica T2-M1

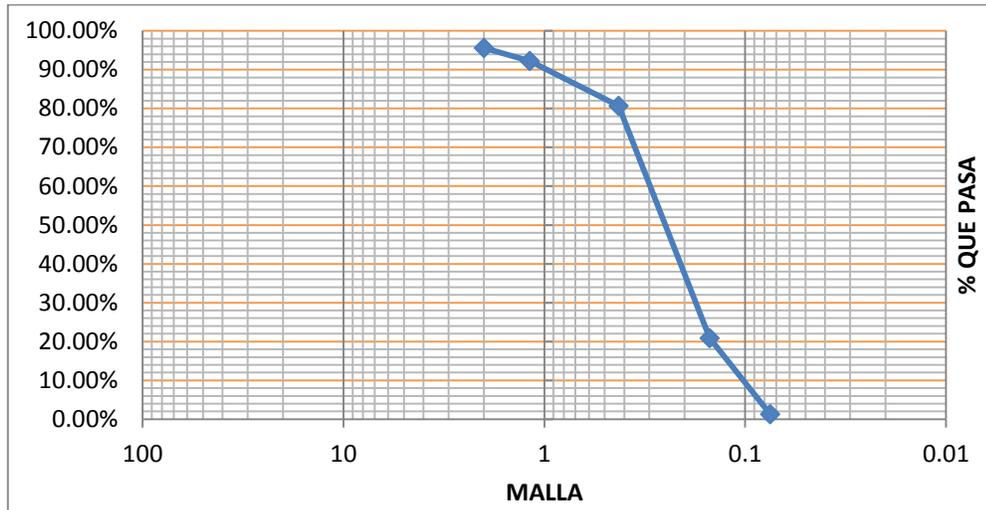


Figura 25 -8-Curva granulométrica T2-M2

A continuación se presentan un cuadro resumen de los datos obtenidos en los ensayos granulométricos anteriores.

Talud y Muestra	Coefficiente de Uniformidad	Coefficiente de Curvatura	Tipo de Material
T1-M1	2.46	1.04	Limo inorgánicos, polvo de roca, Limos arenosos, arcillas ligeramente plásticas. ML
T1-M2	6.10	0.58	Arcillas limosas de baja plasticidad. OL
T2-M1	3.11	0.95	Limos de baja plasticidad arenosos MH.
T2-M2	2.72	1.05	Limos de baja plasticidad arenosos MH.

Tabla 16 -Resumen y muestra de cada talud en el ensayo granulométrico

3.9.4 Límites de Atterberg.

En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos de los límites, líquido, límite plástico y su respectivo índice de plasticidad. (Ver datos ensayados en Anexo 4).

Talud.	Límite Líquido	Límite Plástico	Índice de Plasticidad
T1- M1	56.33	42.68	13.65
T1- M2	52.26	39.19	13.07
T2-M2	41.25	-	-
T2-M2	53.84	-	-

Tabla 17 -Resultados de límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de los suelos en estudio.

3.9.5 Ensayo de Corte Directo.

En las siguientes figuras se presentan las gráficas de Curva esfuerzo-Deformación de los taludes estudiados anteriormente Talud N°1 y N°2 y las gráficas de esfuerzo Cortante versus Carga Normal con cada uno de los valores que comprende como lo son ángulo de Fricción y cohesión. (Ver datos ensayados en Anexo 5).

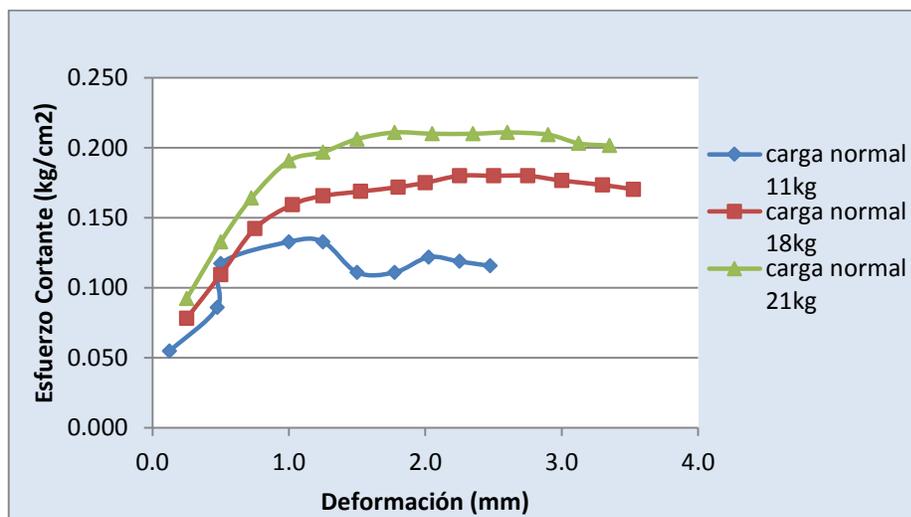


Figura 26 -Curva de esfuerzo –Deformación del Talud N°1 M-1

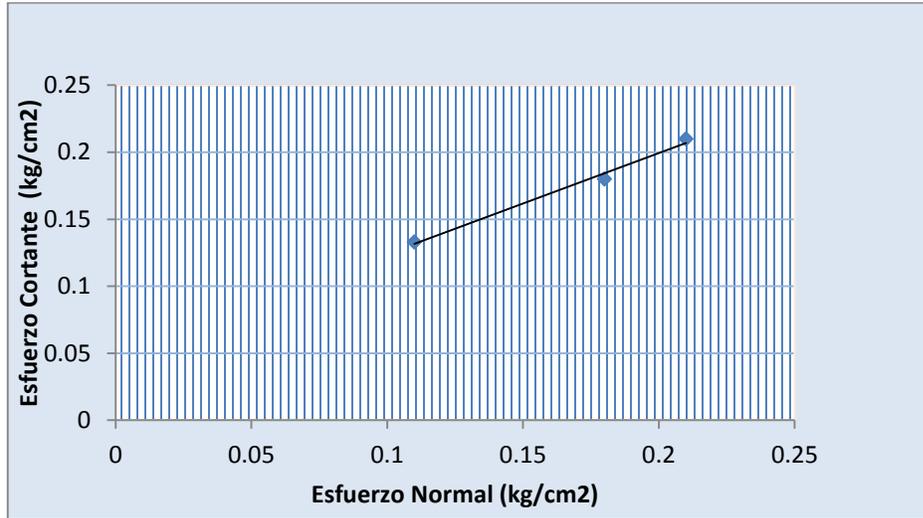


Figura 27 -Esfuerzo Cortante Vs. Presión Normal. Talud N°1 M-1

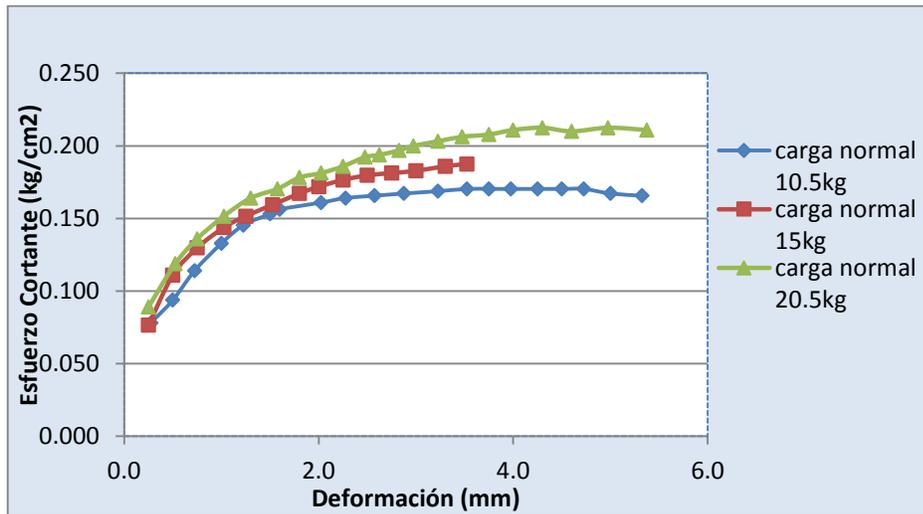


Figura 28 -Curva de esfuerzo –Deformación del Talud N°1 M-2

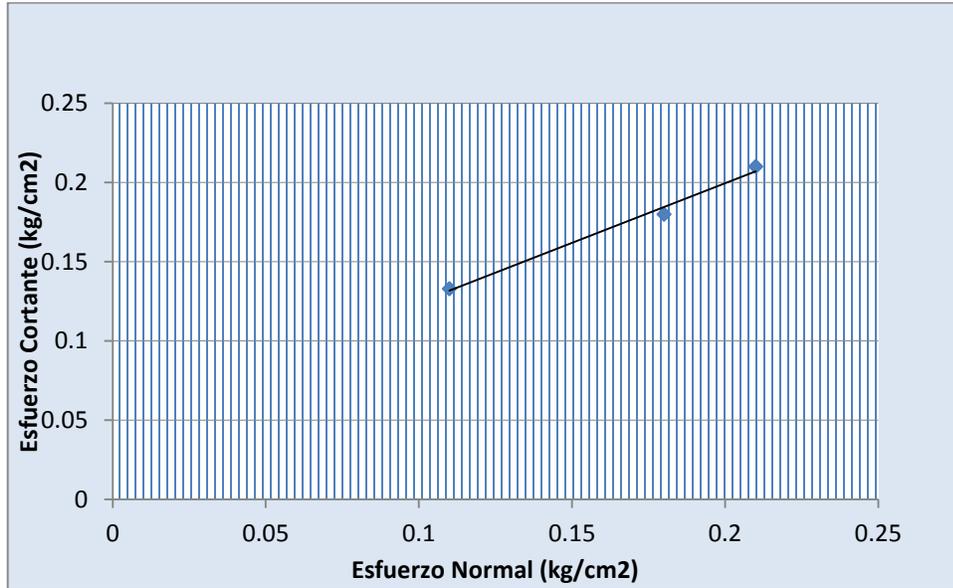


Figura 29 -Esfuerzo Cortante Vrs Presión Normal. Talud N°1 M-2

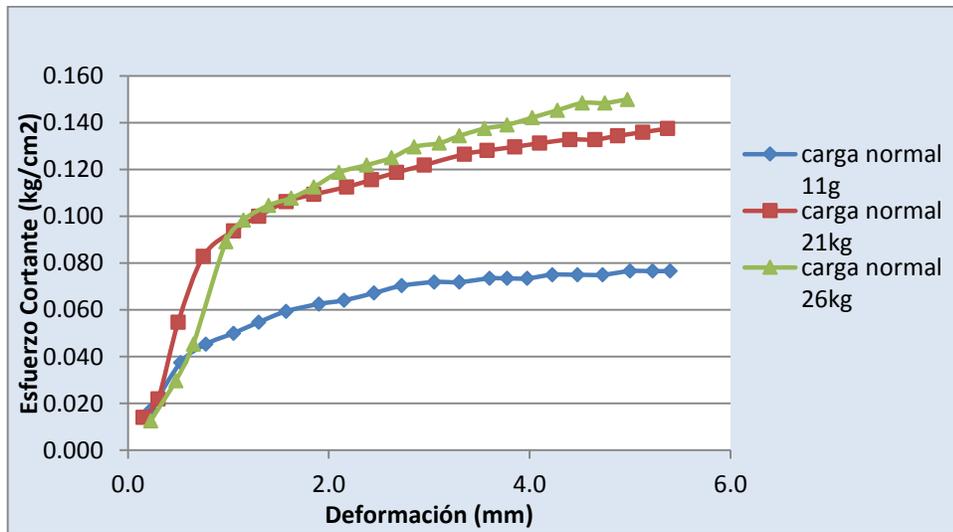


Figura 30 -Curva de esfuerzo –Deformación del Talud N°2 M-1

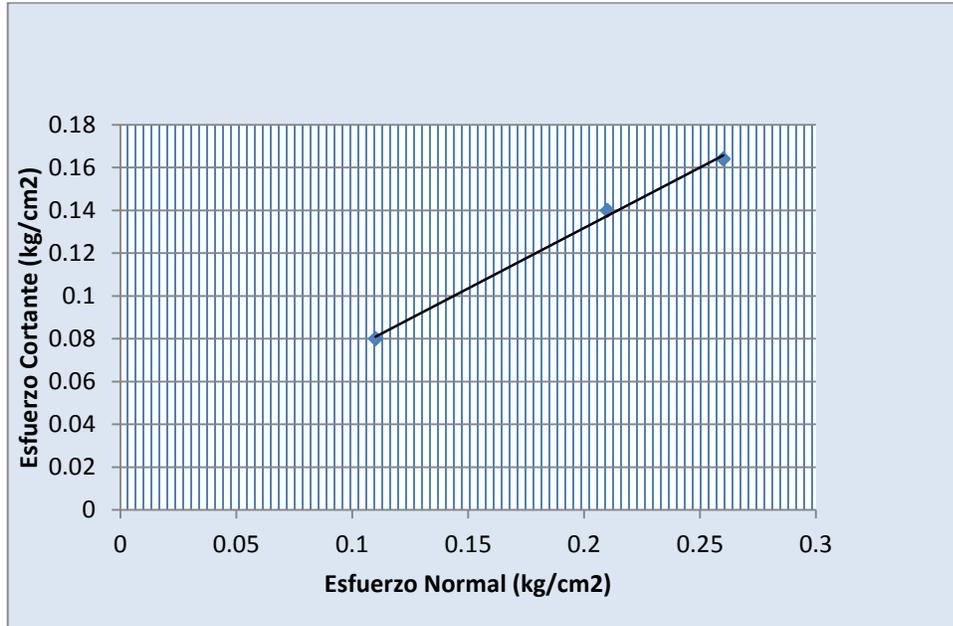


Figura 31 -Esfuerzo Cortante Vrs Presión Normal. Talud N°2 M-1

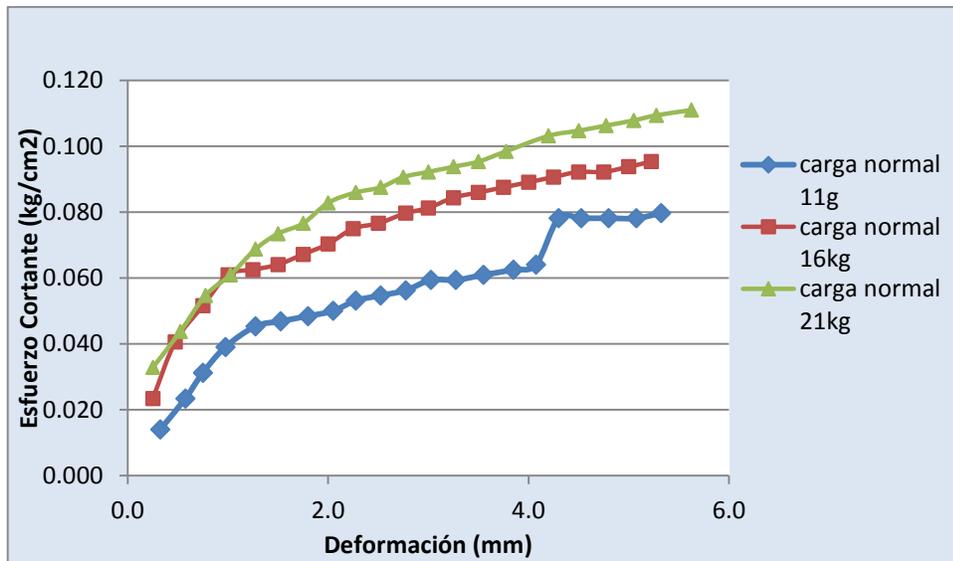


Figura 32 -Curva de esfuerzo –Deformación del Talud N°2 M-2

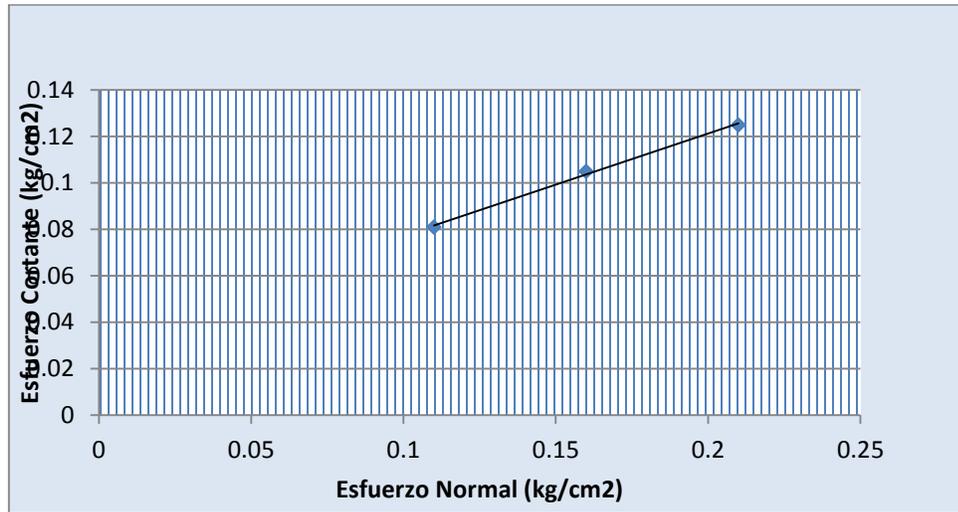


Figura 33 -Esfuerzo Cortante Vs. Presión Normal. Talud N°2 M-2

Resumen de los datos obtenidos en los ensayos de corte Directo.

	Talud N°1			Talud N°2	
	ϕ	C		Φ	C
Muestra N°1	39	0.04kg/cm ²	Muestra N°1	23	0.035kg/cm ²
Muestra N°2	22	0.13kg/cm ²	Muestra N°2	26°	0.03 kg/cm ²

Tabla 18 -Tabla 22-Resumen de resultados Corte Directo.

3.10 Análisis e interpretación de resultados.

3.10.1 Interpretación de Trabajo de Campo.

Durante los últimos años los municipios de Cacaopera y Corinto pertenecientes al Departamento de Morazán han tenido topografías quebradas y difíciles de trabajar, los pobladores han hecho sus asentamientos en zonas que pudiesen generar peligro sobre las faldas de los cerros, zonas de difícil acceso, mediante los cambios generados en las últimas épocas el entorno de estos municipios han sufrido un cambio, ya sea por comportamiento del hombre ante los entornos naturales.

Estos municipios han generado indicios de modernización tanto en sus calles de acceso como agricultura y ganadería entre otros.

Los efectos naturales que el hombre ha generado en estos lugares mediante la tala de árboles, el uso del suelo, dichos factores hacen posible el desequilibrio constante en los taludes.

Cada una de las observaciones y evaluaciones llevadas a cabo en campo hacen determinante la identificación de los taludes como agentes que han generado movimientos constantes sobre la carretera de Cacaopera hacia Corinto.

Desde un aspecto geológico las características de estos taludes reflejan ciertas áreas de movimientos pasados que han dejado partes de hendiduras y abultamientos, posibles de movimientos anteriores causados en los últimos años por fallas geológicas y sumado las tormentas tropicales de tipo convectiva, la vulnerabilidad de las comunidades generan la sobre carga en el suelo como agente a provocar deslizamientos.

El los taludes observados en la zona se denota material limos arcillosos son suelos finos como limos inorgánicos de baja plasticidad, arcillas limosas etc., materiales que según su clasificación son considerado materiales de baja plasticidad.

Se denotaron frecuencia en los desprendimientos y la presencia de suelos erosionados o mal drenados que ponen en riesgo vidas humanas, las zonas de pendientes altas a moderadas. Estos desprendimientos sobre la carretera aunque han sido lentos pero en el 2010 provocó el cierre total de la carretera por más de una semana dejando inhabilitada la comunicación a estos dos municipios, como resultado de las observaciones en este tramo de carretera podemos decir que los tramos 1+450 y 1+690 hay presencia de erosión, saturación de suelo y pendientes inclinadas. Los tramos 1+450 según su clasificación son Limos conocidos como latosoles rojizos, suelos difíciles de manejar en presencia o ausencia de agua pertenecientes a la formación de Chalatenango y Morazán.

Este Talud N°2 que se ubica en la misma Carretera de Cacaopera a Corinto mantiene desprendimientos constantes, su corona presenta aspectos de erosión regular, cambios abruptos de vegetación, tomando en cuenta su apariencia podemos decir que es un deslizamiento traslacional.

El Talud N°1 ubicado en el tramo de carretera presenta fisuras y desprendimientos de mantos rocosos, suelo blandos en su corona, presencia de arcilla arenosa.

Los principales factores de inestabilidad en estos taludes han sido a causa de factor antrópico, meteorización, pendientes y relieves, hidrogeología, sismicidad. El incremento de lluvias en esta zona provoca saturación del suelo y sumado los demás factores hacen posible la inestabilidad de éstos.

3.10.2 Análisis e Interpretación de Resultado de Trabajo de Laboratorio.

Después de la realización de todos aquellos ensayos en laboratorio para determinar las propiedades mecánicas del suelo podemos decir lo siguiente:

- ❑ De acuerdo con el ensayo de Granulometría de las muestras del Talud N°1 son suelos mal graduados ya que no cumplen con las condiciones según lo indica la carta de plasticidad y al hacer el cálculo para determinar los coeficientes de Uniformidad y de Curvatura el valor anda por debajo de lo que indica la carta. Nos dan valores mucho menores a lo requerido, debido al tipo de material fino nos dice que es suelo mal graduado.
- ❑ De acuerdo con los Límites de Atterberg los suelos de talud N°1 se puede considerar de baja plasticidad y su IP está comprendido entre 7-14. El Talud N°2 nos es imposible determinar el límite plástico e índice de plasticidad debido al tipo de suelo por lo que podemos decir que se consideran suelo con muy baja plasticidad.
- ❑ La prueba de densidad en campo nos determinó el porcentaje de humedad del suelo en el rango de 36-42% se considera como un suelo saturado y flojo con probabilidad de desprendimientos constantes de acuerdo a las condiciones meteorológicas como sísmicas que presente la zona.
- ❑ Los parámetros de resistencia al suelo los encontramos tanto en la Cohesión como el ángulo de fricción en el Talud N°1 y N° 2 fue posible obtenerlo por medio del Ensayo de corte Directo de muestras alteradas, por el método de compactación de arenas, donde no se nos permitió labrar por motivos de suelos flojos y poco estable los parámetros de cohesión y resistencia al suelo son los que nos interesan para realizar el análisis en cada talud.

- ❑ Los parámetros de cohesión en el Talud N°2 se presentaron bajos por lo que hubo una irregularidad a la hora de determinar los límites plásticos en este suelo, así que dada las circunstancias y los valores de cohesión andaban casi cerca de cero se considera un suelo de baja plasticidad mal graduado.

4. ANALISIS DE ESTABILIDAD

Para los casos de estabilidad de taludes se analiza partiendo del método de equilibrio límite utilizando dovelas para los cuales podemos mencionar la evaluación del factor de seguridad por medio de modelos matemáticos en los que están Fellenius, Bishop y Janbú entre otros, los cuales proporcionan una confiabilidad en sus resultados y es a partir del resultado de análisis de ellos que se elige cual es el que más se acerca al resultado que nos proporciona el programa de Slope/W, programa que está diseñado para el análisis de estabilidad en taludes, formulado con teorías de equilibrio límite basado en el método de las dovelas.

El cálculo de factor de seguridad se determinó inicialmente con los métodos de Fellenius y Bishop por medio de una hoja de cálculo, esto consistió en dibujar una serie de rebanadas para obtener ciertas superficies de falla, y con esto lograr determinar un factor de seguridad mínimo, tomando en cuenta solamente cargas gravitacionales. Partiendo con datos obtenidos en campo por medio de un levantamiento topográfico previo, con resultados obtenidos de pruebas de laboratorio para determinar los parámetros de resistencia del suelo.

Para obtener una mejor comprobación del análisis, fue necesario la utilización del programa de SLOPE/W para el método de Fellenius y Bishop tomando en cuenta una serie de factores como la aplicación de carga por sismo.

En este análisis se ha considerado un suelo en condiciones de humedad normal, además el análisis toma en cuenta efecto estático y dinámico de las fuerzas aplicadas, se ha tomado en cuenta la carga sísmica debido a que son taludes susceptibles a deslizamiento por vibraciones, y también teniendo consideración por los efectos del agua, ya que en esta zona los deslizamientos son muy frecuentes durante los periodos lluviosos.

4.1 Modelos matemáticos utilizados.

❑ Método de Fellenius

El método de Fellenius es conocido también como método Ordinario, método Sueco, método de las Dovelas o método U.S.B.R Este método supone 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 momentos obtiene el factor de seguridad. Este análisis se toma para la evaluación del talud 1 y 2.

❑ Método de Bishop

Bishop (1955) presentó un método utilizando dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las dovelas. Bishop asume que las fuerzas entre dovelas son horizontales; o sea que no tiene en cuenta las fuerzas de cortante.

Este método también es aplicable al análisis de los taludes 1 y 2 donde lo que se pretende es encontrar el factor de seguridad mínimo.

❑ Software Slope/W

SLOPE W es un programa especialmente diseñado para el análisis de estabilidad de taludes formados con las teorías de equilibrio límite y basado en el método de las dovelas. Para el análisis de los talud 1 y 2 se hizo uso de éste programa con los que se logró observar las superficies de fallas críticas, se determinó el factor de seguridad correspondiente más desfavorable.

El programa permite la opción de elegir el método que se usará a la hora de llevar a cabo el análisis de estabilidad.

4.2 Descripción del programa Slope/w

SLOPE es un programa integrado a un grupo completo de productos geotécnicos llamado GEOSTUDIOS. Una de las principales características de este grupo de programas, es que estos permiten la ejecución de problemas complejos de análisis, incluyendo análisis de elementos finitos, cálculos de presión de poros del agua, análisis de estabilidad de taludes y cálculos de esfuerzos en el suelo.

SLOPE W es un programa especialmente diseñado para el análisis de estabilidad de taludes formados con las teorías de equilibrio límite y basado en el método de las dovelas. El programa permite el análisis de estabilidad de taludes que poseen estratigrafías complejas, así también permite la asignación de leyes de resistencia al corte de los suelos, sean de tipo bilineal o lineal. El programa permite la modelación de cargas puntuales y distribuidas en la masa del suelo.

Dentro de otras capacidades del programa están:

- la modelación de una gran cantidad y tipo de superficies de falla (plana, circular u oblicua).
- Modelación de estructuras de retención y reforzamiento de taludes, tales como: anclajes, soil nail (micropilotes).
- Tablaestacados, pantallas de pilotes, geomalla, entre otros.

SLOPE W, posee muchas herramientas que permiten la visualización de los datos de entrada y salida del programa, de manera que es posible realizar una inspección rápida de dicha información para tener mejor entendimiento y juicio del problema.

Este permite la ejecución de diagramas de las fuerzas actuantes en cada una de las dovelas, gráficos, diferentes variables en función con la posición de las dovelas, tales como:

- ✓ Resistencia al corte.
- ✓ Fuerza normal.
- ✓ Presión de poros y otros.
- ✓ Permite la ejecución de análisis estadístico de factor de seguridad.

4.2.1 Programa Slope/W y teoría en la que se basa.

Diferentes técnicas de solución han sido desarrolladas a través de los años para resolver problemas de estabilidad de taludes, en las cuales se han utilizado como base el método de las dovelas. La diferencia entre los diversos métodos existentes, consiste principalmente en el tipo de ecuación de equilibrio estático (momento o fuerzas actuantes) en las cuales estos se basan. Así también, si las fuerzas cortantes y normales que se generan entre cada una de las dovelas son consideradas o no en el análisis; o bien en la relación asumida entre dichas fuerzas según cada método.

Método de Fellenius, fue el primero método desarrollado, el mismo satisface el equilibrio de momentos, e ignora todas las fuerzas internas que se generan entre las dovelas. Adoptando dichas posiciones, es posible calcular de manera manual el factor de seguridad, lo cual es importante sino se cuenta con un computador.

Método simplificado de Bishop, en este se incluyen las fuerzas normales entre las dovelas, pero se ignoran las fuerzas cortantes. Al igual que el método de Fellenius, este método satisface únicamente el equilibrio de momento. Dicho método requiere de un proceso iterativo para el cálculo de factor de seguridad.

Diferentes técnicas de solución han sido desarrolladas a través de los años para resolver problemas de estabilidad de taludes, en las cuales se han utilizado como base el método de las dovelas. La diferencia entre los diversos métodos existentes, consiste principalmente en el tipo de ecuación de equilibrio estático (momento o fuerzas actuantes) en las cuales estos se basan. Así también, si las fuerzas cortantes y normales que se generan entre cada una de las dovelas son consideradas o no en el análisis; o bien en la relación asumida entre dichas fuerzas según cada método.

Método de Fellenius, fue el primero método desarrollado, el mismo satisface el equilibrio de momentos, e ignora todas las fuerzas internas que se generan entre las dovelas. Adoptando dichas posiciones, es posible calcular de manera manual el factor de seguridad, lo cual es importante sino se cuenta con un computador.

Método simplificado de Bishop, en este se incluyen las fuerzas normales entre las dovelas, pero se ignoran las fuerzas cortantes. Al igual que el método de Fellenius, este método satisface únicamente el equilibrio de momento. Dicho método requiere de un proceso iterativo para el cálculo de factor de seguridad.

METODO	EQUILIBRIO DE MOMENTOS	EQUILIBRIO DE FUERZAS
Ordinario o Fellenius	Si	No
Bishop simplificado	Si	No
Janbú simplificado	No	Si
Spencer	Si	Si
Mongenster- Price	Si	Si
Corp of engineers-1	No	Si
Corp of engineers-2	No	Si
Lowe- karafiath	No	Si
Janbú generalized	Si (por dovelas)	Si
Sarma- vertical slices	Si	Si

Tabla 19 -Ecuaciones de equilibrio estático que satisface cada método

En la tabla se presentan un resumen de las fuerzas entre dovelas que cada método incluye. Así también se presentan las suposiciones respecto a interrelación existente entre las fuerzas cortantes y normales de las dovelas.

Metodo	Fuerzas entre Dovelas		Inclinacion o Relacion (X/E)
	Normal (E)	Cortante(X)	
Ordinario o Fellenius	No	No	Fuerzas entre dovelas no considerada
Bishop simplificado	Si	No	Horizontal
Janbú simplificado	Si	No	Horizontal
Spencer	Si	Si	Constante
Mongenster- Price	Si	Si	Variable (Definida por el Usuario)
Corp of engineers-1	Si	Si	Inclinacion de la linea imaginaria, que une al pie y a la parte superior de la superficie de falla.
Corp of engineers-2	Si	Si	Inclinacion de la superficie del terreno
Lowe- karafiath	Si	Si	Promedio de la inclinacion de la superficie del terreno y la base de la dovela.
Janbú generalized	Si	Si	—
Sarma- vertical slices	Si	Si	$C+E \tan \phi$

Tabla 20 -Características e interrelaciones de Fuerzas entre dovelas

4.2.2 Método general de equilibrio límite (GLE).

Este método fue desarrollado por Fredlund Una formulación límite de equilibrio general (GLE) fue desarrollado por Fredlund en la Universidad de Saskatchewan en los años 1970 Esta formulación abarca los elementos clave de todos los métodos de equilibrio límite disponibles en SLOPE / W. la GLE formulación proporciona un marco para discutir, describir y comprender todos los otros métodos.

Este mismo está basado en dos ecuaciones para el factor de seguridad, Una ecuación da el factor de seguridad con respecto al momento de equilibrio (F_m), Mientras que la otra ecuación da el factor de seguridad con respecto a la fuerza de equilibrio horizontal (F). La idea de utilizar dos factores de ecuaciones de seguridad se desprende de la obra de Spencer (1967).

Las fuerzas de cizallamiento entre cortes en la formulación GLE se manejan con una ecuación propuesta por Morgenstern y Price (1965). La ecuación es:

$$X = E\lambda f(x)$$

Dónde:

$f(x)$ = *Es una función*

λ = *porcentaje de la función usada(en forma decimal)*

E = *Fuerza normal entre las dovelas*

X = *fuerza cortante entre las dovelas*

En la siguiente figura se muestra la función tipo Medio-Seno, la cual es típicamente utilizada en el método GLE.

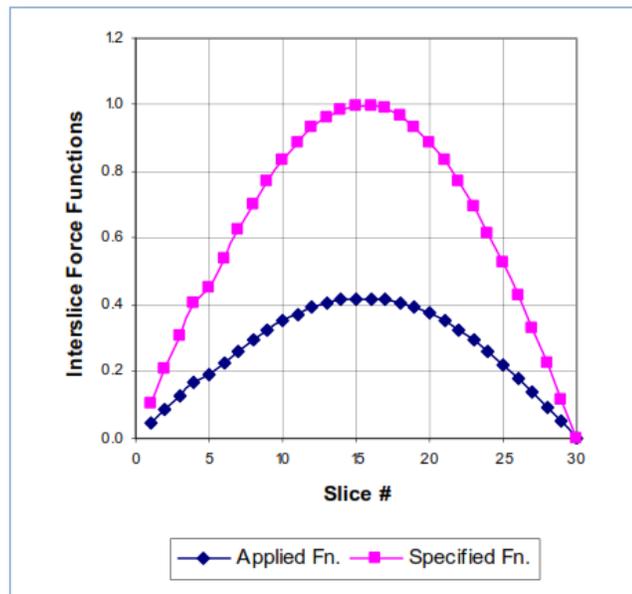


Figura 34 -Función del medio Seno, utilizada en el Método Generalizado de Equilibrio Limite

Como se puede observar en la figura, la curva superior es la función de la misma, función actualmente especificada, y la curva inferior es la función en uso. La relación entre las dos curvas representa el valor de λ , el cual tiene valor de 0.43 según el grafico.

La utilidad de este grafico se muestra a continuación a manera de ejemplo:

En el caso de la dovela 10, se tiene que la función $f(x)$ es igual a 0.83, y si asumimos una fuerza normal $E = 100$ KN, tenemos que la fuerza cortante X de la dovela se calcula como sigue: $x = 100 * 0.83 = 35.7$ KN, y si obtenemos el Arco tangente de dicho resultado, tendremos un ángulo = 19.6 grados. Lo que significa que la fuerza entre dovelas resultante (en la dovela 10), tiene dicha inclinación medido desde la horizontal.

Un punto importante es que la fuerza normal en la base de una dovela, depende las fuerzas cortantes en cada uno de los lados de las dovelas. Por lo que la fuerza normal en la base de las dovelas difiere según el método utilizado y en la forma que se trate con las fuerzas cortantes de las dovelas.

El método generalizado de Equilibrio Limite calcula los factores de seguridad como equilibrio de momentos (F_m) y con equilibrio de fuerzas (F_f), lo anterior con un rango de valores de λ . Con el cálculo de estos factores de seguridad en función de λ , se puede obtener un gráfico similar al de la siguiente figura.

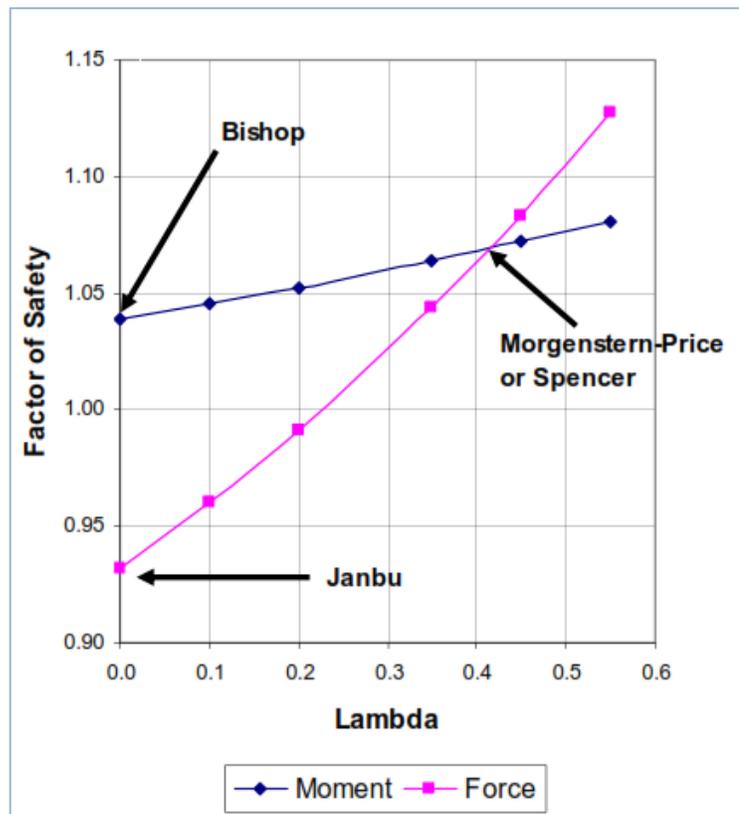


Figura 35 -Gráfico de factor de seguridad de momentos (F_m) y factor de seguridad de fuerzas (F_f) versus λ (λ).

En la figura se puede apreciar como cada uno de los métodos básicos cae en las curvas (F_m o F_f) según las suposiciones del mismo, por ejemplo el método de Bishop, el cual solamente cumple el equilibrio de momento y que no considera fuerzas cortantes entre las dovelas, cae en el punto en que λ es cero y el gráfico del factor seguridad de momentos.

Caso similar es el método de Janbú, el cual cumple únicamente el equilibrio de fuerzas y no considera fuerzas cortantes entre las dovelas, el mismo cae, en la curva de factor de seguridad de equilibrio de fuerzas donde el valor de λ es cero. Es de apreciar el punto en el cual ambos factores de seguridad se cumplan, en el punto de intersección de ambos gráficos (Métodos de Spencer Morgenstern- Price).

4.3 Parámetros técnicos y geotécnicos considerados en el análisis de estabilidad.

Los parámetros geotécnicos se han considerado a partir de los resultados de ensayos de campo y laboratorio de las muestras extraídas en los taludes 1+450 y 1+690, que se muestran en el capítulo 3. Como lo son: Peso el volumétrico, Humedad, Resistencia al cortante, Cohesión y ángulo de fricción interna. Son los parámetros de suelo que más se usan en el análisis de estabilidad de taludes.

El suelo ensayado mostraba condiciones de humedad bastante alta a la hora de la extracción de las muestras (se presentó una precipitación en días antes de extraer las muestras), se podría decir, que era un suelo con niveles cercanos a la saturación. Un suelo en estas condiciones de humedad es más susceptible a un deslizamiento, por lo tanto se puede prever que se obtendrá un factor de seguridad demasiado desfavorable.

Se tomaron 2 muestras al pie de cada talud, esto debido a factores que dificultan la extracción de muestras en la parte media y corona del talud. Como: talud de gran pendiente, altamente susceptible a deslizamiento por mínimas vibraciones, exceso de vegetación e inaccesible. Se considera el análisis para cada muestra como un solo estrato y se toma como el más desfavorable, el que presente menor factor de seguridad.

También se ha considerado la geometría del talud por medio de un perfil que va del pie del talud a la corona, y se ha utilizado el contorno para proporcionar la inclinación natural de cada talud por medio del perfil topográfico.

Para la evaluación de las cargas sísmicas se utilizó como coeficiente sísmico horizontal el valor de 0.12 y para coeficiente sísmico vertical el valor de 0, que corresponde a la zona II, según la Norma técnica para diseño de cimentaciones y estabilidad de taludes (Ver en anexo 8).

Ya que entre mayor sea el número de tajadas (dovelas) se supone que los resultados son más precisos, por esta razón se consideraron 14 dovelas en el análisis para cada muestra y talud. En el siguiente cuadro se presentan los parámetros geotécnicos de cada muestra de suelos que corresponde a los taludes que serán considerados en el análisis de estabilidad.

TALUD 1		
Parámetros	Muestra 1	Muestra 2
Peso volumétrico (ton/m ³ ; kN/m ³)	1.38 ; 13.54	1.72 ; 16.87
Cohesión (kg/cm ² ; kPa)	0.04 ; 3.924	0.13 ; 12.753
Ángulo de fricción interna (grados)	39	22
Humedad (%)	36.22	33.71
TALUD 2		
Parámetros	Muestra 1	Muestra 2
Peso volumétrico (ton/m ³ ; kN/m ³)	1.52 ; 14.91	1.59 ; 15.60
Cohesión (kg/cm ² ; kPa)	0.03 ; 2.943	0.035 ; 3.434
Ángulo de fricción interna (grados)	26	23
Humedad (%)	42.54	38.27

Tabla 21 -Comparación de los diversos métodos.

4.3.1 Aplicación de los modelos matemáticos para el análisis de estabilidad.

□ Método de Fellenius.

Los análisis del método de Fellenius son muy sencillos y se pueden realizar con métodos manuales o con computador. Debe tenerse en cuenta que el método ordinario es menos preciso que otros procedimientos y la precisión disminuye a medida que la presión de poros se hace mayor. Algunos autores recomiendan que el método ordinario no se utilice para diseño sino solamente como una base de referencia. Generalmente, el método ordinario da factores de seguridad menores que otros métodos.

Para el análisis de estabilidad se han considerados 14 dovelas con el objeto de obtener mayor precisión en los resultados; también se ha considerado la superficies de falla del pie hasta la cabeza del talud de las cuales se toman una serie de radios de falla hasta encontrar el factor de seguridad más desfavorable.

□ Método de Bishop simplificado.

Se requiere de un proceso de iteración para calcular su factor de seguridad. El método simplificado de Bishop es uno de los métodos más utilizados actualmente para el cálculo de factores de seguridad de taludes. Aunque el método solo satisface equilibrio de momentos, se considera que los resultados son muy precisos en comparación con el método ordinario. Aunque existen métodos de mayor precisión que el método de Bishop, las diferencias de los factores de seguridad calculados no son grandes. La principal restricción del método de Bishop simplificado es que solamente considera superficies circulares.

Para el análisis de estabilidad se han considerados 14 dovelas con el objeto de obtener mayor precisión en los resultados; también se ha considerado la superficie de falla del pie hasta la cabeza del talud de las cuales se toman una serie de radios de falla hasta encontrar el factor de seguridad más desfavorable.

4.3.2 Comparación de los diversos métodos.

La cantidad de métodos que se utilizan, los cuales dan resultados diferentes y en ocasiones contradictorio 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 el simplificado de Bishop, Fellenius, Janbú y los métodos precisos de Morgenstern y Price, y Spencer.

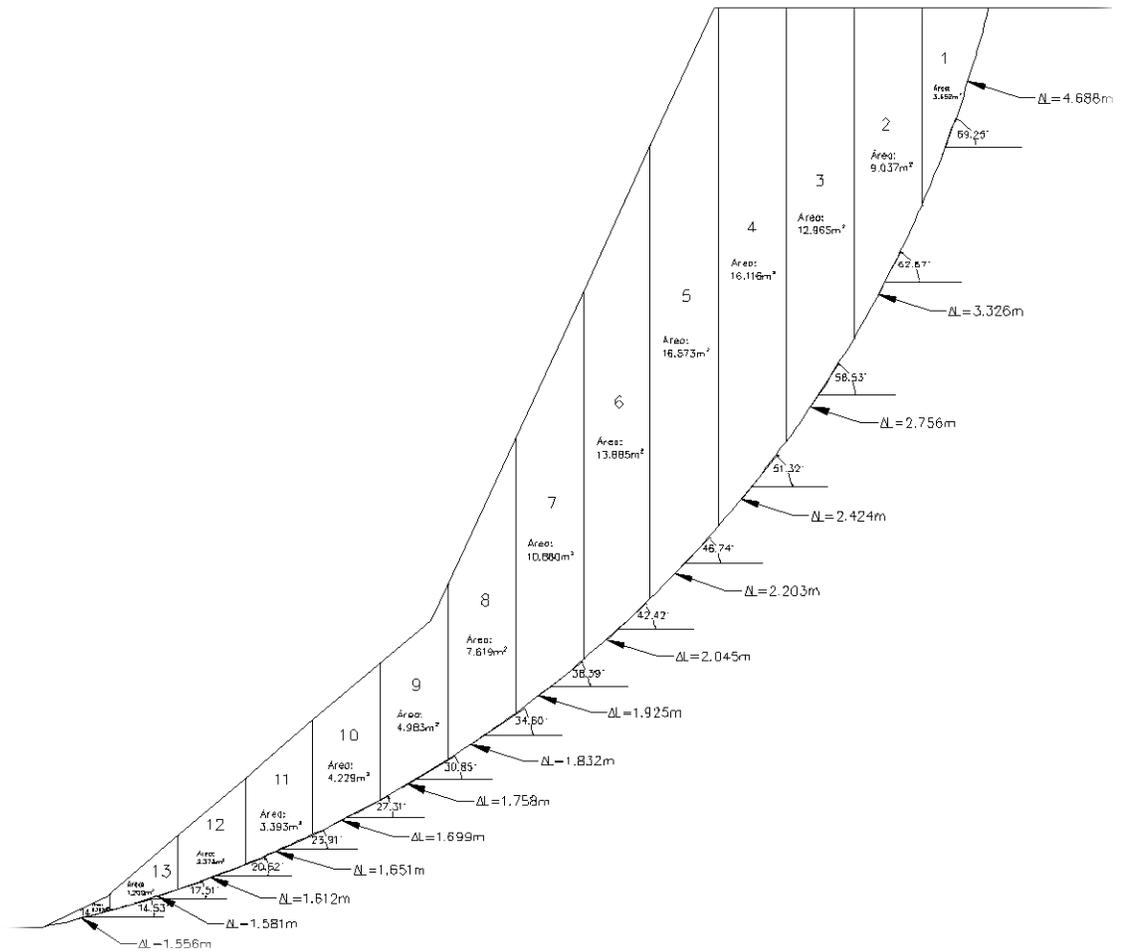
Cada método da valores diferentes de factor de seguridad.

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 10% con respecto a Fellenius.

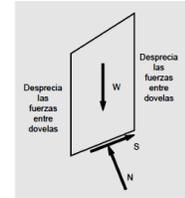
A partir de estas condiciones se hará la evaluación para cada talud, partiendo de los métodos de Fellenius y Bishop simplificado y se procederá a la comparación con los datos que nos arroja el programa de Slope/W.

4.3.3 Resultado para el Talud # 1 Muestra N°1 Método de Fellenius

A continuación se muestra la hoja de cálculo donde se evaluó el factor de seguridad para los métodos de Fellenius.

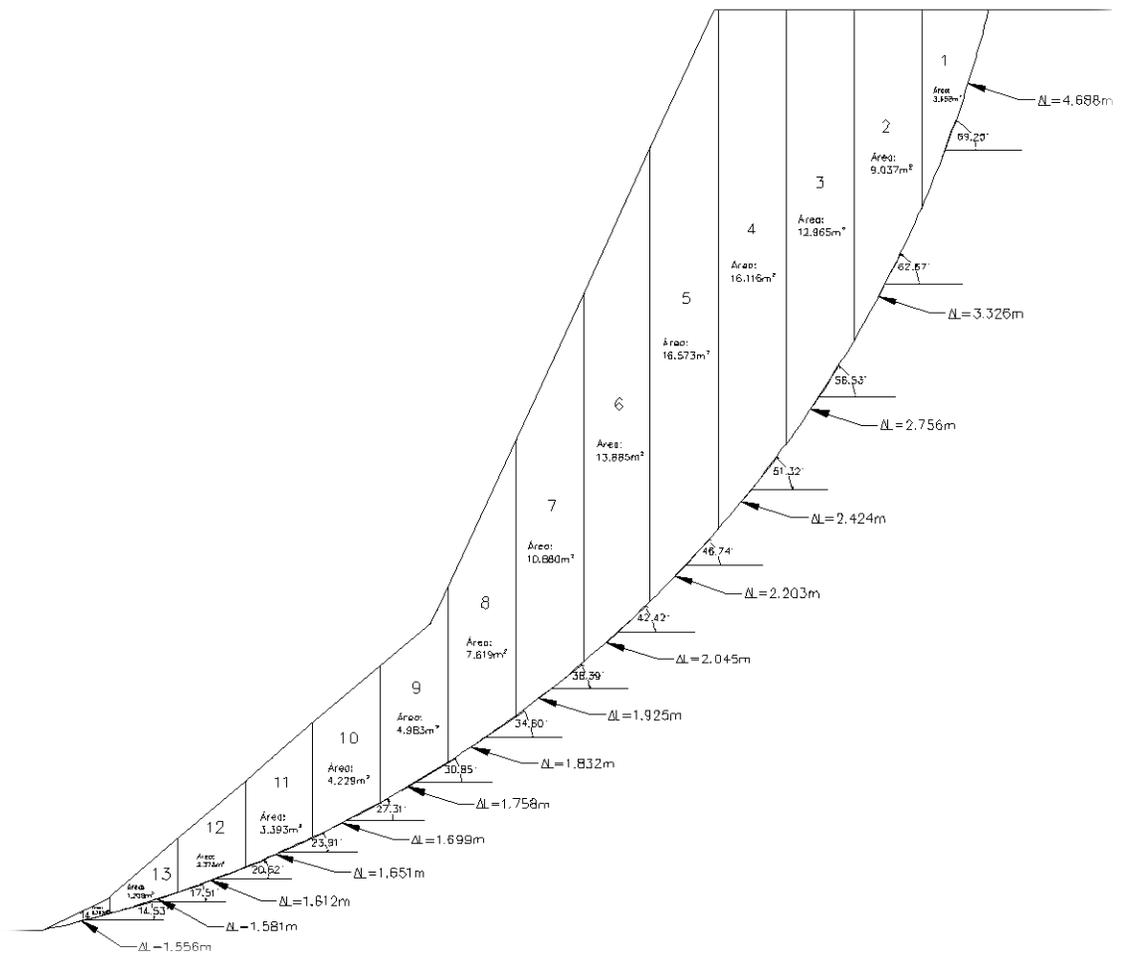


HOJA DE CALCULO PARA ESTABILIDAD DE TALUD POR EL METODO DE FELLENIUS				
	Radio de circulo de falla R(m)=	28.00		
	Propiedades del suelo:			
1-	Ángulo de fricción interna $\phi(^{\circ})$ =	39.00	0.680678 rad	
2-	Cohesión del suelo c(ton/m ²)=	0.40		
3-	Peso especifico humedo γ (ton/m ³)=	1.38		



Características de las dovelas (talud 1 muestra 1)							
Dovela	Área (m ²)	Peso Unitario W(Ton/m)	Longitud de arco ΔL (m)	Ángulo respecto a la horizontal α (°)	Ángulo respecto a la horizontal α (rad)	Momento Resistente Mr(ton/m)	Momento Motor Mm(ton/m)
1	3.652	5.04	4.688	69.25	1.208641	92.99	131.96
2	9.037	12.47	3.326	62.67	1.093798	167.07	310.21
3	12.965	17.89	2.756	56.53	0.986635	254.60	417.89
4	16.116	22.24	2.424	51.32	0.895703	342.30	486.13
5	16.57	22.87	2.203	46.74	0.815767	380.05	466.36
6	13.885	19.16	2.045	42.42	0.740369	343.63	361.91
7	10.88	15.01	1.925	38.39	0.670032	288.39	261.08
8	7.619	10.51	1.832	34.60	0.603884	216.75	167.17
9	4.983	6.88	1.758	30.85	0.538434	153.55	98.73
10	4.229	5.84	1.699	27.31	0.476649	136.61	74.97
11	3.393	4.68	1.651	23.91	0.417308	115.55	53.14
12	2.378	3.28	1.612	20.62	0.359887	87.70	32.36
13	1.209	1.67	1.581	17.51	0.305607	53.78	14.06
14	0.282	0.39	1.556	14.53	0.253596	25.97	2.73
						2,658.95	2,878.70
<u>Fórmula Momento Resistente:</u>					FS= 0.924		
$Mr = R[\Sigma(c\Delta L_i + W_i \cos\alpha_i \cdot \tan\phi)]$					<u>Fórmula de Factor de Seguridad:</u>		
<u>Momento Motor:</u>					$FS = \frac{\Sigma(c\Delta L_i + W_i \cos\alpha_i \cdot \tan\phi)}{\Sigma(W_i \sin\alpha_i)}$		
$Mm = R[\Sigma(W_i \sin\alpha_i)]$							

4.3.4 Resultado para Talud N°1 Muestra N°2 Método Fellenius

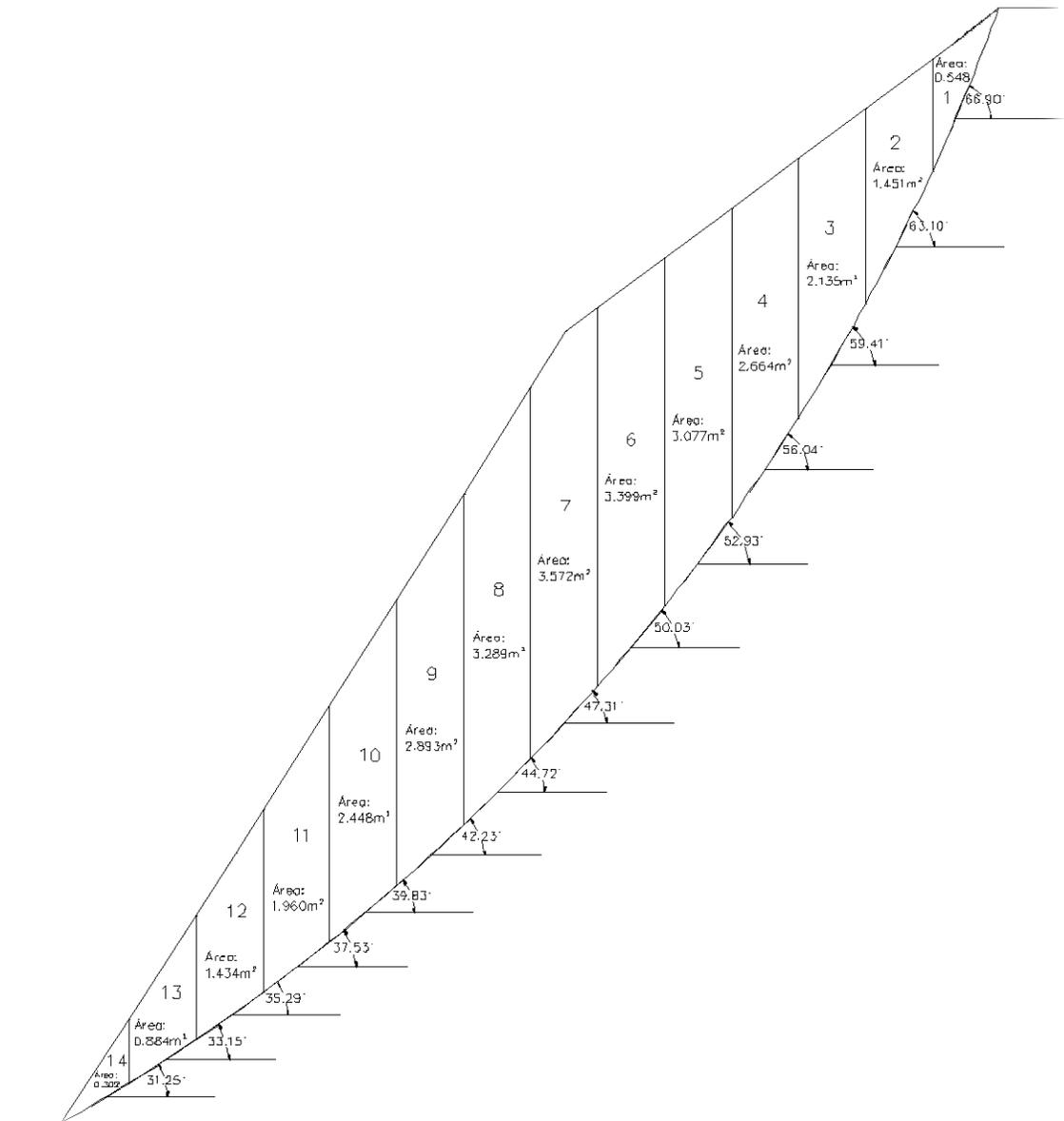


HOJA DE CALCULO PARA ESTABILIDAD DE TALUD POR EL METODO DE FELLENIOUS			
Radio de circulo de falla R(m)=	28.00		
<u>Propiedades del suelo:</u>			
1- Ángulo de fricción interna $\phi(^{\circ})=$	22.00	0.383972 rad	
2- Cohesión del suelo $c(\text{ton}/\text{m}^2)=$	1.30		
3- Peso especifico humedo $\gamma(\text{ton}/\text{m}^3)=$	1.72		

Desprecia las fuerzas entre dovelas

Características de las dovelas (talud 1 muestra 2)							
Dovela	Área (m ²)	Peso Unitario W(Ton/m)	Longitud de arco ΔL_i (m)	Ángulo respecto a la horizontal α (°)	Ángulo respecto a la horizontal α (rad)	Momento Resistente Mr(ton/m)	Momento Motor Mm(ton/m)
1	3.652	6.28	4.688	69.25	1.208641	195.82	164.47
2	9.037	15.54	3.326	62.67	1.093798	201.80	386.64
3	12.965	22.30	2.756	56.53	0.986635	239.45	520.85
4	16.116	27.72	2.424	51.32	0.895703	284.21	605.90
5	16.57	28.51	2.203	46.74	0.815767	301.19	581.26
6	13.885	23.88	2.045	42.42	0.740369	273.89	451.08
7	10.88	18.71	1.925	38.39	0.670032	236.00	325.40
8	7.619	13.10	1.832	34.60	0.603884	188.71	208.36
9	4.983	8.57	1.758	30.85	0.538434	147.23	123.06
10	4.229	7.27	1.699	27.31	0.476649	134.96	93.44
11	3.393	5.84	1.651	23.91	0.417308	120.45	66.23
12	2.378	4.09	1.612	20.62	0.359887	101.98	40.33
13	1.209	2.08	1.581	17.51	0.305607	79.98	17.52
14	0.282	0.49	1.556	14.53	0.253596	61.95	3.41
						2,567.62	3,587.95
<u>Fórmula Momento Resistente:</u>					FS= 0.716		
$Mr = R[\Sigma(c\Delta L_i + W_i \cos\alpha_i \cdot \tan\phi)]$					<u>Fórmula de Factor de Seguridad:</u>		
<u>Momento Motor:</u>					$FS = \frac{\Sigma(c\Delta L_i + W_i \cos\alpha_i \cdot \tan\phi)}{\Sigma(W_i \sin\alpha_i)}$		
$Mm = R[\Sigma(W_i \sin\alpha_i)]$							

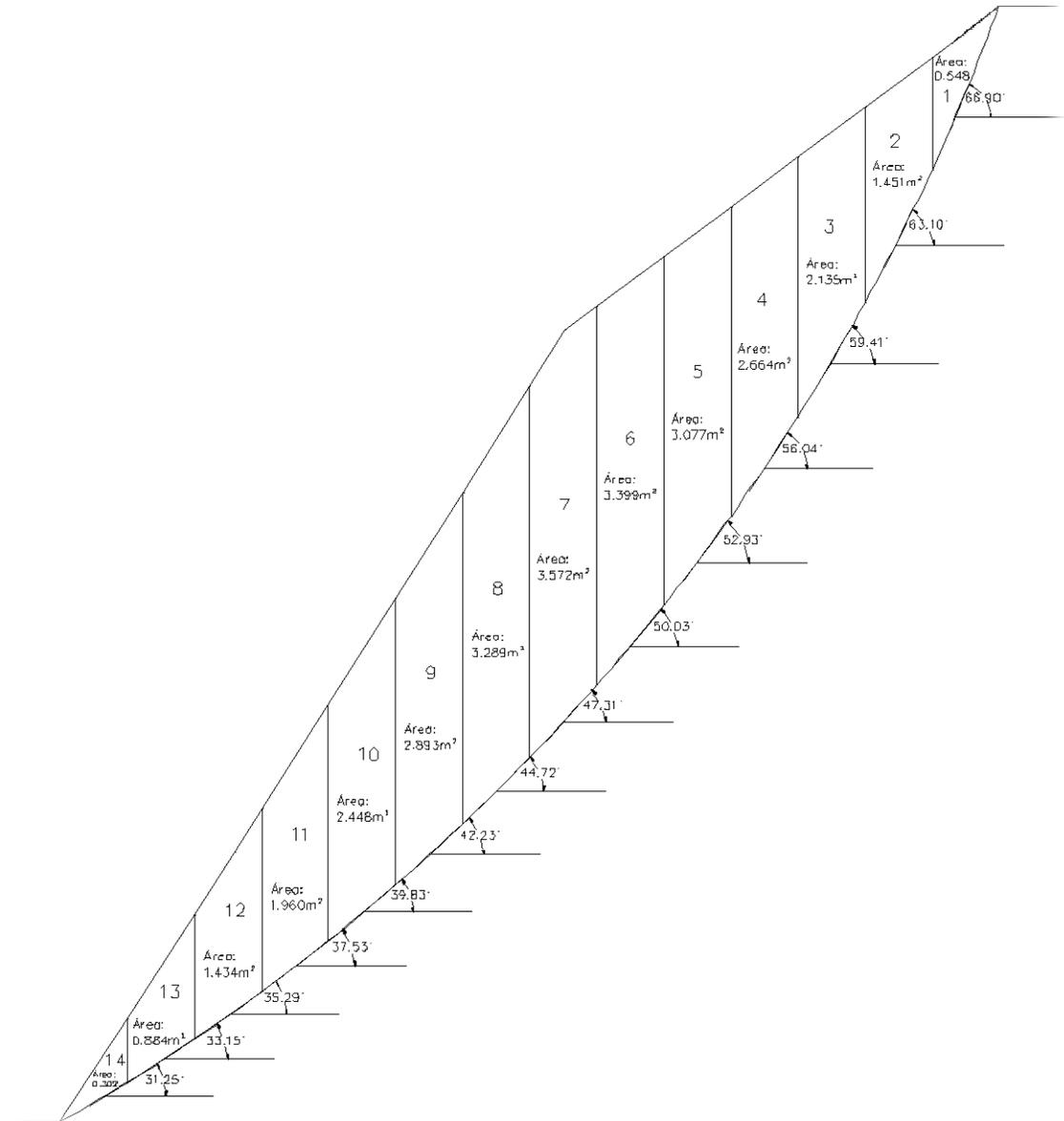
4.3.5 Resultado y Hoja de cálculo para Talud N°2 Muestra N°1 Método Fellenius



HOJA DE CALCULO PARA ESTABILIDAD DE TALUD POR EL METODO DE FELLENIUS			
Radio de circulo de falla R(m)=	25.00		
<u>Propiedades del suelo:</u>			
1- Ángulo de fricción interna $\phi(^{\circ})$ =	26.00	0.453786 rad	
2- Cohesión del suelo c(ton/m ²)=	0.30		
3- Peso especifico humedo γ (ton/m ³)=	1.52		

Características de las dovelas (talud 2 muestra 1)							
Dovela	Área (m ²)	Peso Unitario W(Ton/m)	Longitud de arco ΔL (m)	Ángulo respecto a la horizontal α (°)	Ángulo respecto a la horizontal α (rad)	Momento Resistente Mr(ton/m)	Momento Motor Mm(ton/m)
1	0.548	0.83	2.090	66.90	1.167625	19.66	19.15
2	1.451	2.21	1.763	63.10	1.101303	25.39	49.17
3	2.135	3.25	1.560	59.41	1.036900	31.84	69.84
4	2.664	4.05	1.419	56.04	0.978083	38.22	83.96
5	3.077	4.68	1.314	52.93	0.923803	44.23	93.30
6	3.399	5.17	1.232	50.03	0.873188	49.71	98.99
7	3.572	5.43	1.167	47.31	0.825715	53.64	99.77
8	3.289	5.00	1.113	44.72	0.780511	51.66	87.94
9	2.893	4.40	1.068	42.23	0.737053	47.71	73.89
10	2.448	3.72	1.030	39.83	0.695165	42.57	59.58
11	1.960	2.98	0.997	37.53	0.655022	36.29	45.37
12	1.434	2.18	0.968	35.29	0.615927	28.95	31.48
13	0.884	1.34	0.944	33.15	0.578577	20.80	18.37
14	0.302	0.46	0.922	31.25	0.545415	11.70	5.95
						502.37	836.77
<u>Momento Resistente:</u>						FS= 0.600	
$Mr = R[\Sigma(c\Delta L_i + W_i \cos\alpha_i \cdot \tan\phi)]$						<u>Fórmula de Factor de Seguridad:</u>	
<u>Momento Motor:</u>						$FS = \frac{\Sigma(c\Delta L_i + W_i \cos\alpha_i \cdot \tan\phi)}{\Sigma(W_i \sin\alpha_i)}$	
$Mm = R[\Sigma(W_i \sin\alpha_i)]$							

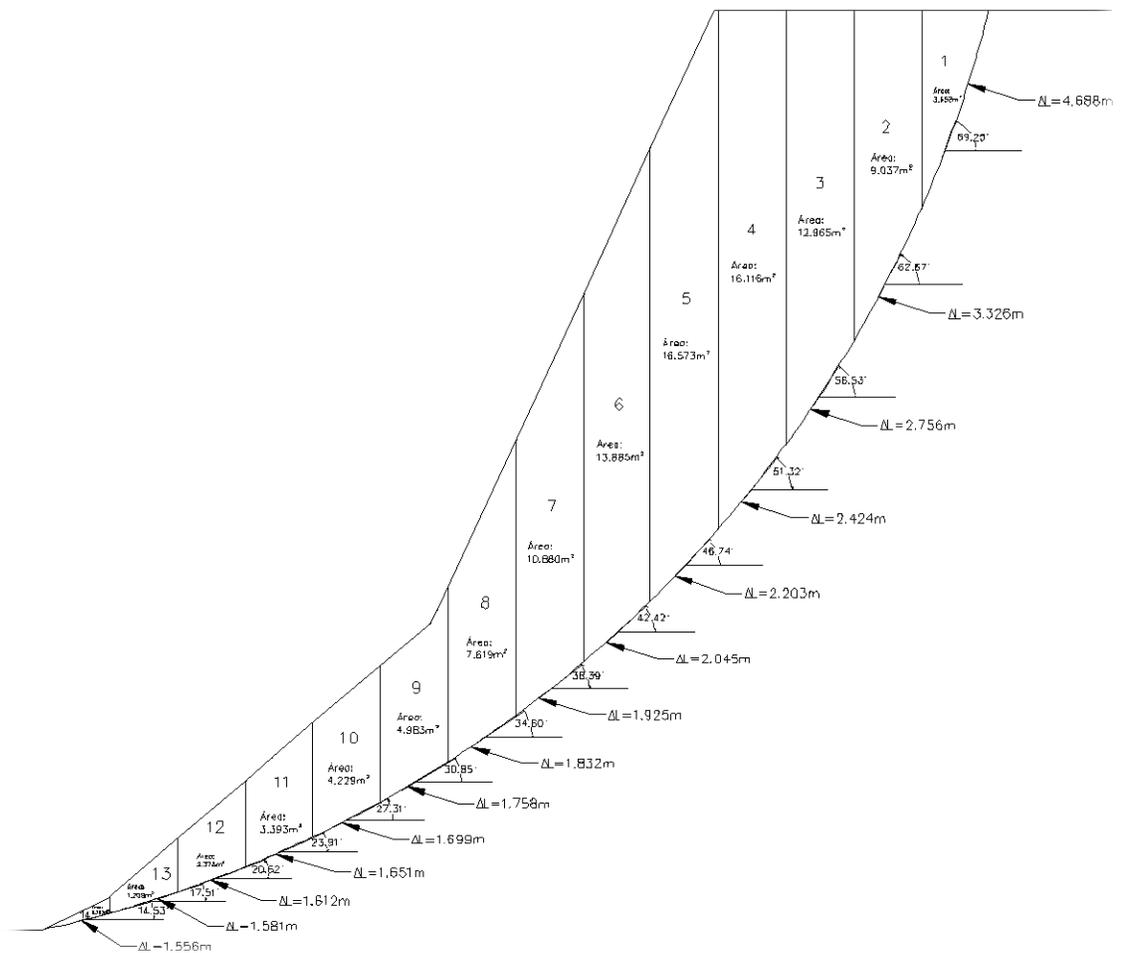
4.3.6 Resultado y Hoja de cálculo para Talud N°2 Muestra N°2



HOJA DE CALCULO PARA ESTABILIDAD DE TALUD POR EL METODO DE FELLENIUS			
	Radio de circulo de falla R(m)=	25.00	
	<u>Propiedades del suelo:</u>		
1-	Ángulo de fricción interna $\phi(^{\circ})$ =	23.00	0.401426 rad
2-	Cohesión del suelo c(ton/m ²)=	0.35	
3-	Peso específico humedo γ (ton/m ³)=	1.59	

Características de las dovelas (talud 2 muestra 2)							
Dovela	Área (m ²)	Peso Unitario W(Ton/m)	Longitud de arco ΔL (m)	Ángulo respecto a la horizontal α (°)	Ángulo respecto a la horizontal α (rad)	Momento Resistente Mr(ton/m)	Momento Motor Mm(ton/m)
1	0.548	0.87	2.090	66.90	1.167625	21.92	20.04
2	1.451	2.31	1.763	63.10	1.101303	26.50	51.44
3	2.135	3.39	1.560	59.41	1.036900	31.98	73.06
4	2.664	4.24	1.419	56.04	0.978083	37.53	87.83
5	3.077	4.89	1.314	52.93	0.923803	42.79	97.59
6	3.399	5.40	1.232	50.03	0.873188	47.62	103.55
7	3.572	5.68	1.167	47.31	0.825715	51.08	104.37
8	3.289	5.23	1.113	44.72	0.780511	49.17	91.99
9	2.893	4.60	1.068	42.23	0.737053	45.49	77.29
10	2.448	3.89	1.030	39.83	0.695165	40.73	62.33
11	1.960	3.12	0.997	37.53	0.655022	34.95	47.46
12	1.434	2.28	0.968	35.29	0.615927	28.22	32.93
13	0.884	1.41	0.944	33.15	0.578577	20.75	19.22
14	0.302	0.48	0.922	31.25	0.545415	12.42	6.23
						491.15	875.31
Fórmula Momento Resistente:				FS= 0.561			
$Mr = R[\Sigma(c\Delta L_i + W_i \cos\alpha_i \cdot \tan\phi)]$				Fórmula de Factor de Seguridad:			
Fórmula Momento Motor:				$FS = \frac{\Sigma(c\Delta L_i + W_i \cos\alpha_i \cdot \tan\phi)}{\Sigma(W_i \sin\alpha_i)}$			
$Mm = R[\Sigma(W_i \sin\alpha_i)]$							

4.3.7 Resultado de hoja de Excel para Talud # 1 Muestra #1 por Método de Bishop.



HOJA DE CALCULO PARA ESTABILIDAD DE TALUD POR EL METODO DE BISHOP

Radio de circulo de falla R(m)=	28.00			
Propiedades del suelo:				
1- Ángulo de fricción interna $\phi(^{\circ})$ =	39.00	0.680678	rad	
2- Cohesión del suelo c(ton/m ²)=	0.40			
3- Peso especifico humedo γ (ton/m ³)=	1.38			

Características de las dovelas (talud 1 muestra 1)

Dovela	Área (m ²)	Peso Unitario W(Ton/m)	Longitud de arco ΔL (m)	Ángulo respecto a la horizontal $\alpha(^{\circ})$	Ángulo respecto a la horizontal α (rad)	Fuerza Resistente Fr(ton/m)	Fuerza Motor Fm(ton/m)
1	3.652	5.04	4.688	69.25	1.208641	3.89	4.71
2	9.037	12.47	3.326	62.67	1.093798	8.60	11.08
3	12.965	17.89	2.756	56.53	0.986635	11.76	14.92
4	16.116	22.24	2.424	51.32	0.895703	14.25	17.36
5	16.57	22.87	2.203	46.74	0.815767	14.47	16.66
6	13.885	19.16	2.045	42.42	0.740369	12.11	12.93
7	10.88	15.01	1.925	38.39	0.670032	9.56	9.32
8	7.619	10.51	1.832	34.60	0.603884	6.82	5.97
9	4.983	6.88	1.758	30.85	0.538434	4.61	3.53
10	4.229	5.84	1.699	27.31	0.476649	4.02	2.68
11	3.393	4.68	1.651	23.91	0.417308	3.36	1.90
12	2.378	3.28	1.612	20.62	0.359887	2.52	1.16
13	1.209	1.67	1.581	17.51	0.305607	1.51	0.50
14	0.282	0.39	1.556	14.53	0.253596	0.68	0.10
						98.16	102.81

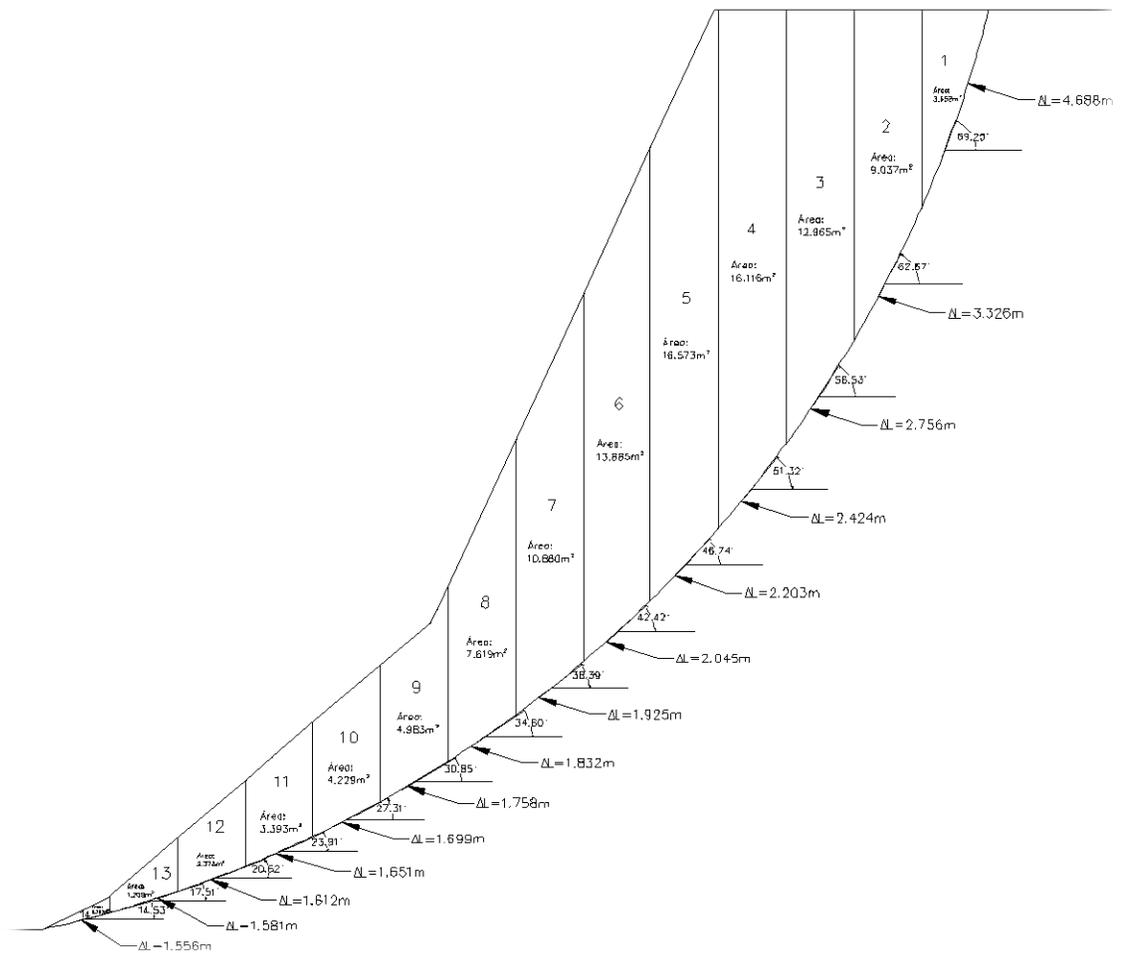
Fórmula:

$$FS = \frac{\sum \left[\frac{(c\Delta L_i + W_i \tan\phi) - \frac{c\Delta L_i}{FS} \text{sen}\alpha_i \tan\phi}{\cos\alpha_i + \frac{\text{sen}\alpha_i \tan\phi}{FS}} \right]}{\sum (W_i \text{sen}\alpha_i)}$$

FS= 0.9548

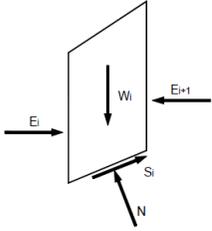
FS (Aproximado)= 0.9548

4.3.8 Resultado y hoja de Excel para Talud # 1 la Muestra # 2 por Método de Bishop.



HOJA DE CALCULO PARA ESTABILIDAD DE TALUD POR EL METODO DE BISHOP

Radio de circulo de falla R(m)=	28.00		
<u>Propiedades del suelo:</u>			
1- Ángulo de fricción interna $\phi(^{\circ})$ =	22.00	0.383972	rad
2- Cohesión del suelo C (ton/m ²)=	1.30		
3- Peso especifico humedo γ (ton/m ³)=	1.72		



Características de las dovelas (talud 1 muestra 2)

Dovela	Área (m ²)	Peso Unitario W(Ton/m)	Longitud de arco ΔL (m)	Ángulo respecto a la horizontal $\alpha(^{\circ})$	Ángulo respecto a la horizontal α (rad)	Fuerza Resistente Fr(ton/m)	Fuerza Motor Fm(ton/m)
1	3.652	6.28	4.688	69.25	1.208641	6.34	5.87
2	9.037	15.54	3.326	62.67	1.093798	8.97	13.81
3	12.965	22.30	2.756	56.53	0.986635	10.84	18.60
4	16.116	27.72	2.424	51.32	0.895703	12.33	21.64
5	16.57	28.51	2.203	46.74	0.815767	12.19	20.76
6	13.885	23.88	2.045	42.42	0.740369	10.21	16.11
7	10.88	18.71	1.925	38.39	0.670032	8.19	11.62
8	7.619	13.10	1.832	34.60	0.603884	6.11	7.44
9	4.983	8.57	1.758	30.85	0.538434	4.48	4.40
10	4.229	7.27	1.699	27.31	0.476649	4.02	3.34
11	3.393	5.84	1.651	23.91	0.417308	3.54	2.37
12	2.378	4.09	1.612	20.62	0.359887	2.96	1.44
13	1.209	2.08	1.581	17.51	0.305607	2.28	0.63
14	0.282	0.49	1.556	14.53	0.253596	1.75	0.12
						94.22	128.14

Fórmula:

$$FS = \frac{\sum \left[\frac{(c\Delta L_i + W_i \tan \phi) - \frac{c\Delta L_i}{FS} \text{sen} \alpha_i \tan \phi}{\cos \alpha_i + \frac{\text{sen} \alpha_i \tan \phi}{FS}} \right]}{\sum (W_i \text{sen} \alpha_i)}$$

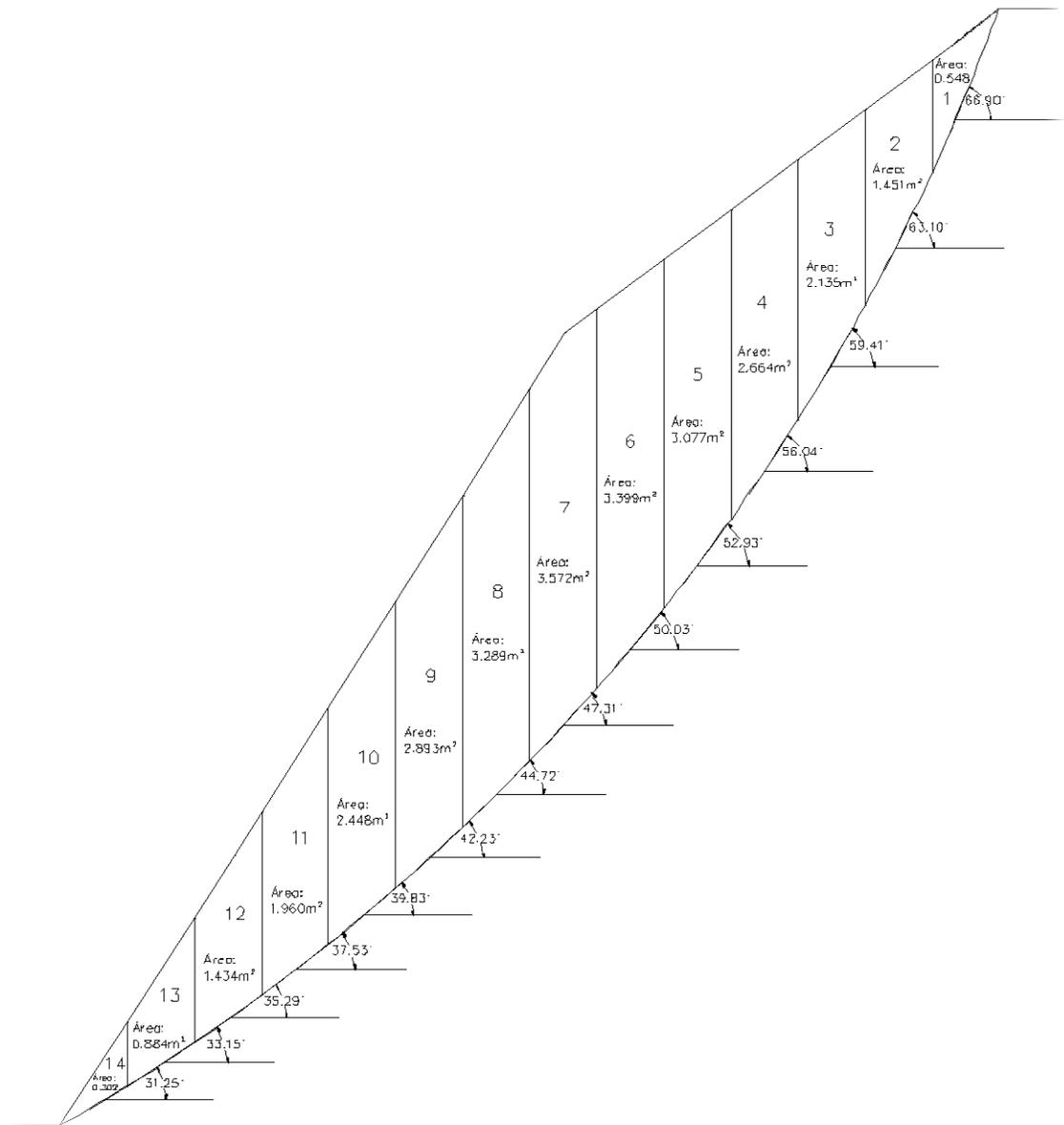
FS=

0.7353

FS(Aproximado)=

0.7353

4.3.9 Resultado y hoja de Excel de Talud # 2 Muestra # 1 por Método de Bishop



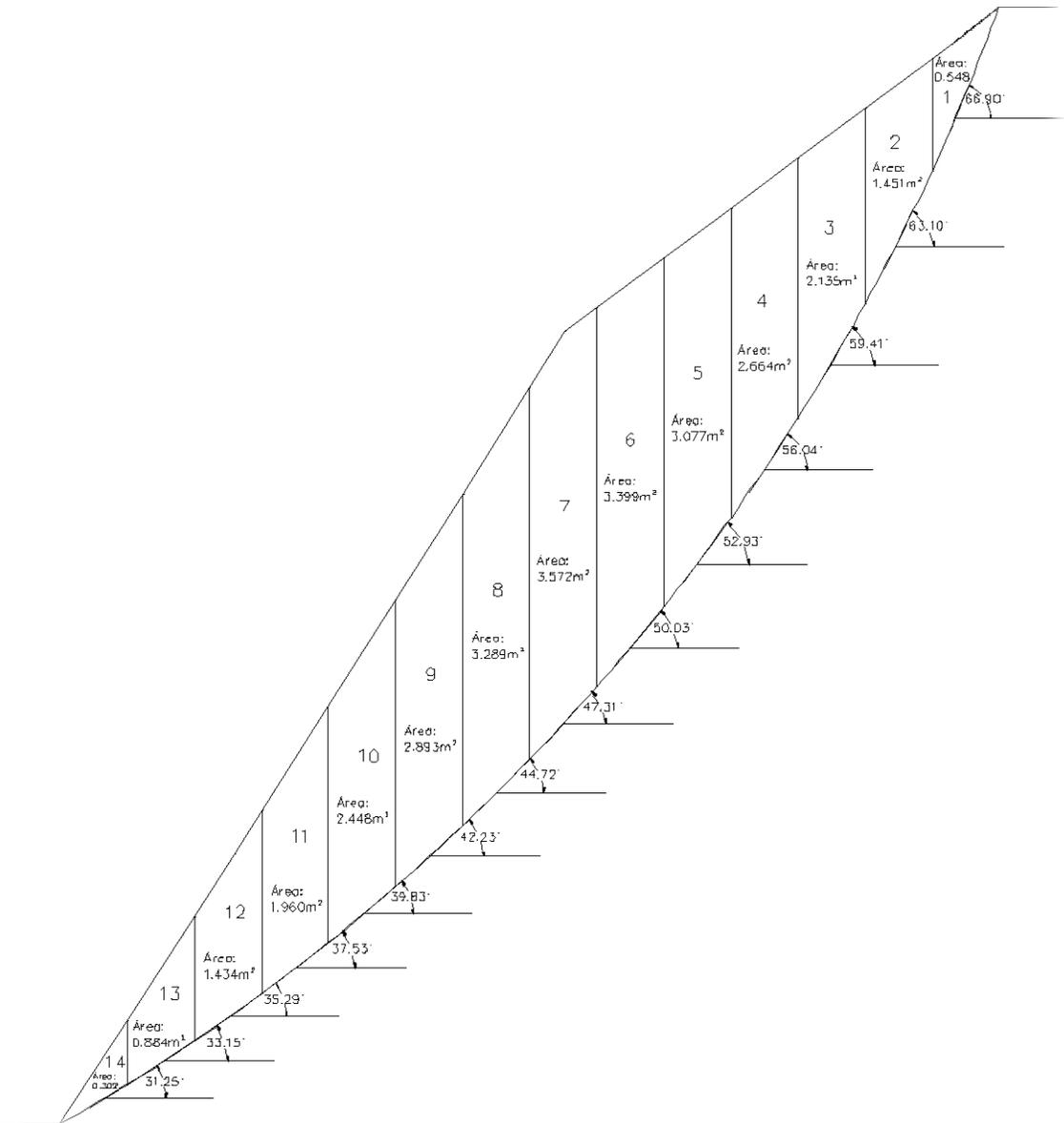
HOJA DE CALCULO PARA ESTABILIDAD DE TALUD POR EL METODO DE BISHOP

Radio de circulo de falla R(m)=	25.00			
Propiedades del suelo:				
1- Ángulo de fricción interna $\phi(^{\circ})$ =	26.00	0.453786	rad	
2- Cohesión del suelo $c(\text{ton}/\text{m}^2)$ =	0.30			
3- Peso específico humedo $\gamma(\text{ton}/\text{m}^3)$ =	1.52			

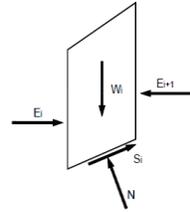
Características de las dovelas (talud 2 muestra 1)

Dovela	Área (m ²)	Peso Unitario W(Ton/m)	Longitud de arco ΔL (m)	Ángulo respecto a la horizontal $\alpha(^{\circ})$	Ángulo respecto a la horizontal $\alpha(\text{rad})$	Fuerza Resistente Fr(ton/m)	Fuerza Motor Fm(ton/m)
1	0.548	0.83	2.090	66.90	1.167625	0.42	0.77
2	1.451	2.21	1.763	63.10	1.101303	0.94	1.97
3	2.135	3.25	1.560	59.41	1.036900	1.31	2.79
4	2.664	4.05	1.419	56.04	0.978083	1.59	3.36
5	3.077	4.68	1.314	52.93	0.923803	1.81	3.73
6	3.399	5.17	1.232	50.03	0.873188	1.98	3.96
7	3.572	5.43	1.167	47.31	0.825715	2.06	3.99
8	3.289	5.00	1.113	44.72	0.780511	1.90	3.52
9	2.893	4.40	1.068	42.23	0.737053	1.69	2.96
10	2.448	3.72	1.030	39.83	0.695165	1.45	2.38
11	1.960	2.98	0.997	37.53	0.655022	1.18	1.81
12	1.434	2.18	0.968	35.29	0.615927	0.90	1.26
13	0.884	1.34	0.944	33.15	0.578577	0.60	0.73
14	0.302	0.46	0.922	31.25	0.545415	0.28	0.24
						18.12	33.47
Fórmula: $FS = \frac{\sum \left[\frac{(c\Delta L_i + W_i \tan \phi) - \frac{c\Delta L_i}{FS} \text{sen} \alpha_i \tan \phi}{\cos \alpha_i + \frac{\text{sen} \alpha_i \tan \phi}{FS}} \right]}{\sum (W_i \text{sen} \alpha_i)}$						FS= 0.5414	
						FS (Aproximado)= 0.5414	

4.3.10 Resultado y hoja de Excel de Talud # 2 Muestra # 2 por Método de Bishop.



HOJA DE CALCULO PARA ESTABILIDAD DE TALUD POR EL METODO DE BISHOP			
	Radio de circulo de falla R(m)=	25.00	
<u>Propiedades del suelo:</u>			
1-	Ángulo de fricción interna $\phi(^{\circ})$ =	23.00	0.401426 rad
2-	Cohesión del suelo $c(\text{ton}/\text{m}^2)$ =	0.35	
3-	Peso específico humedo $\gamma(\text{ton}/\text{m}^3)$ =	1.59	



Características de las dovelas (talud 2 muestra 2)							
Dovela	Área (m ²)	Peso Unitario W(Ton/m)	Longitud de arco ΔL (m)	Ángulo respecto a la horizontal $\alpha(^{\circ})$	Ángulo respecto a la horizontal $\alpha(\text{rad})$	Fuerza Resistente Fr(ton/m)	Fuerza Motor Fm(ton/m)
1	0.548	0.87	2.090	66.90	1.167625	0.45	0.80
2	1.451	2.31	1.763	63.10	1.101303	0.94	2.06
3	2.135	3.39	1.560	59.41	1.036900	1.28	2.92
4	2.664	4.24	1.419	56.04	0.978083	1.54	3.51
5	3.077	4.89	1.314	52.93	0.923803	1.74	3.90
6	3.399	5.40	1.232	50.03	0.873188	1.89	4.14
7	3.572	5.68	1.167	47.31	0.825715	1.97	4.17
8	3.289	5.23	1.113	44.72	0.780511	1.82	3.68
9	2.893	4.60	1.068	42.23	0.737053	1.61	3.09
10	2.448	3.89	1.030	39.83	0.695165	1.39	2.49
11	1.960	3.12	0.997	37.53	0.655022	1.14	1.90
12	1.434	2.28	0.968	35.29	0.615927	0.87	1.32
13	0.884	1.41	0.944	33.15	0.578577	0.60	0.77
14	0.302	0.48	0.922	31.25	0.545415	0.30	0.25
						17.55	35.01
Fórmula:						FS=	0.5012
$FS = \frac{\sum \left[\frac{(c\Delta L_i + W_i \tan\phi) - \frac{c\Delta L_i}{FS} \text{sen}\alpha_i \tan\phi}{\cos\alpha_i + \frac{\text{sen}\alpha_i \tan\phi}{FS}} \right]}{\sum (W_i \text{sen}\alpha_i)}$						FS (Aproximado)=	0.5012

4.4 Resultado del análisis por medio del programa de Slope/w.

En las siguientes figuras se muestran los círculos de falla críticos en condiciones gravitacionales respectivamente y por sismo.

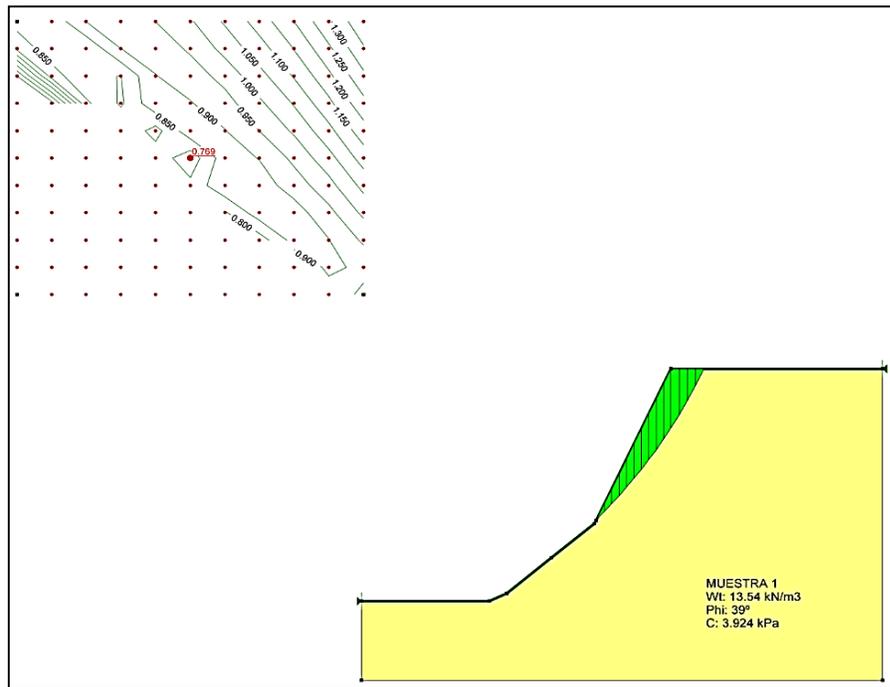


Figura 36 -Análisis de estabilidad de talud 1 de la muestra 1, condiciones gravitatorias

		Minimum Factor of Safety	
		Moment	Force
Ordinary:	0.759	-	-
Bishop:	0.782	-	-
Janbu:	-	0.755	-
M - P:	0.769	0.762	-
Slip Surface #:		121 of 121	
Searching for Critical Slip Surface			
Data File:	talud 1 muestra 1 (gravitacional).gsz		

Tabla 22 -factores de seguridad de Fellenius, Bishop, Janbú y Morgenters-price condición gravitatoria

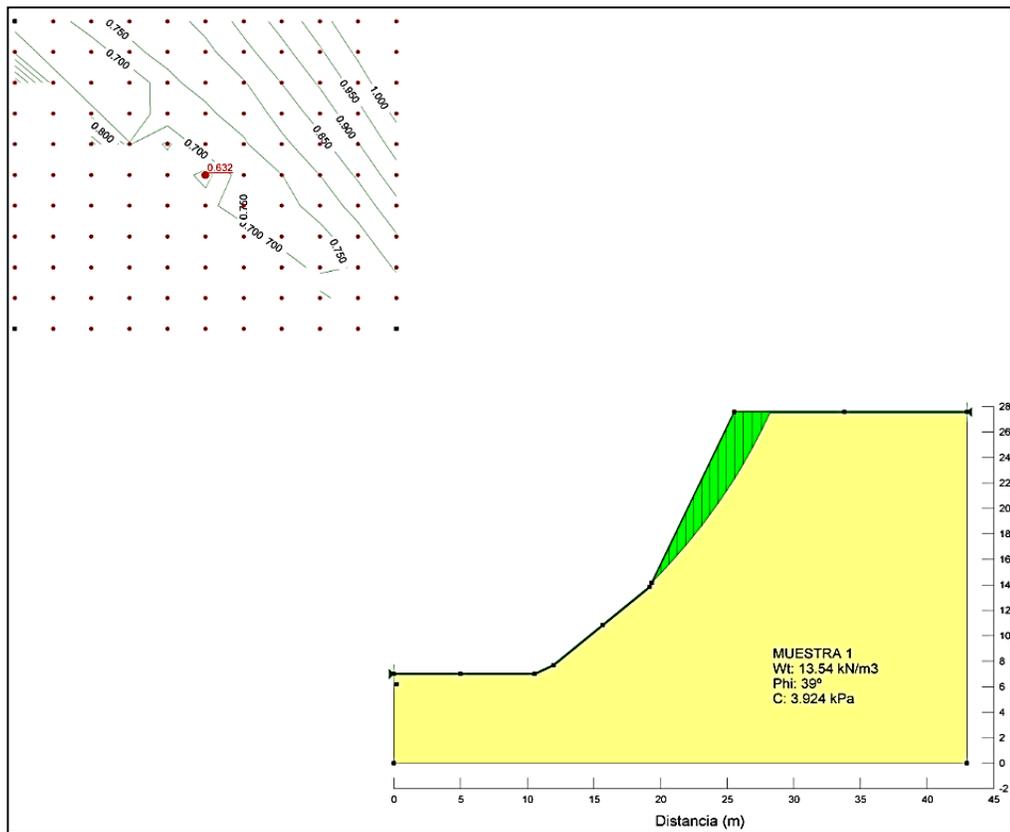


Figura 37 -Análisis de estabilidad de talud 1 de la muestra 1. Condición por sismo

SLOPE/W SOLVE - talud 1 muestra 1 (pro...)		
File Help		
Minimum Factor of Safety		
	Moment	Force
Ordinary:	0.616	-
Bishop:	0.644	-
Janbu:	-	0.613
M - P:	0.632	0.626
Slip Surface #:	121 of 121	
Searching for Critical Slip Surface		
Data File:	talud 1 muestra 1 (probando).gsz	

Tabla 23 -factores de seguridad de los métodos: Ordinario o Fellenius, Bishop, Janbú y Morgenters-price. En condición por sismo

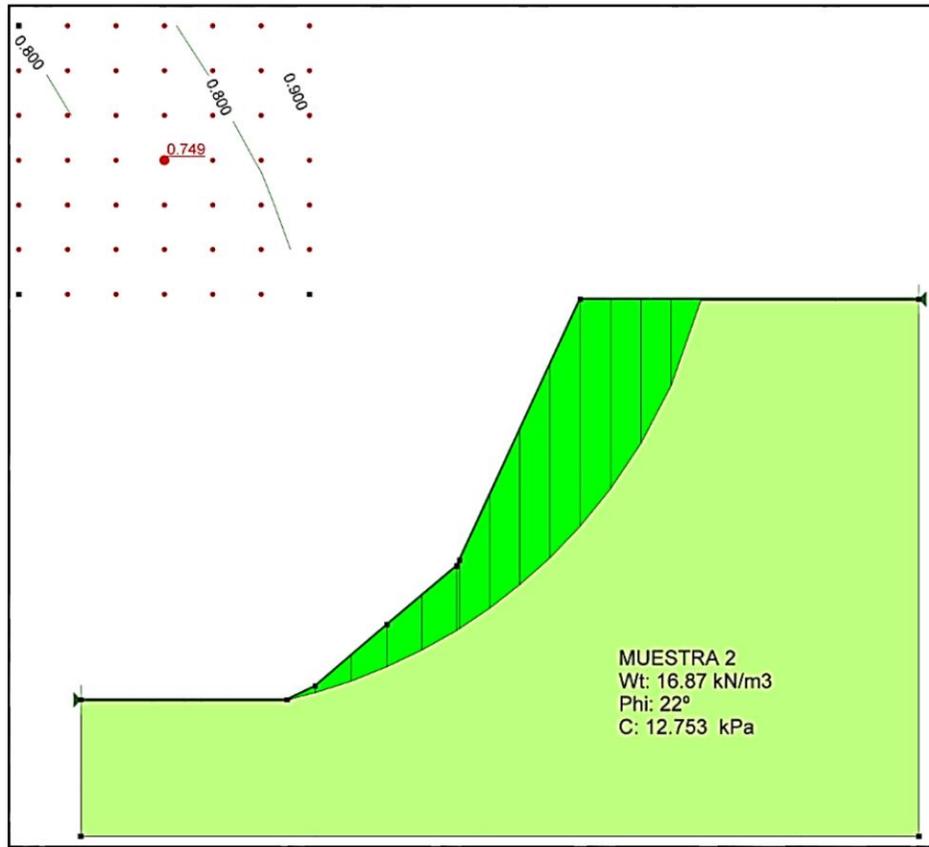


Figura 38-Análisis de estabilidad de talud 1 de la muestra 2. Condición gravitatoria.

		Minimum Factor of Safety	
		Moment	Force
Ordinary:		0.708	-
Bishop:		0.754	-
Janbu:		-	0.698
M - P:		0.749	0.752
Slip Surface #:		49 of 49	
Searching for Critical Slip Surface			
Data File:	talud 1 muestra 2 (gravitacional).gsz		

Tabla 24 -Factores de seguridad de Fellenius, Bishop, Janbú y Morgenters-price. Condición gravitatoria

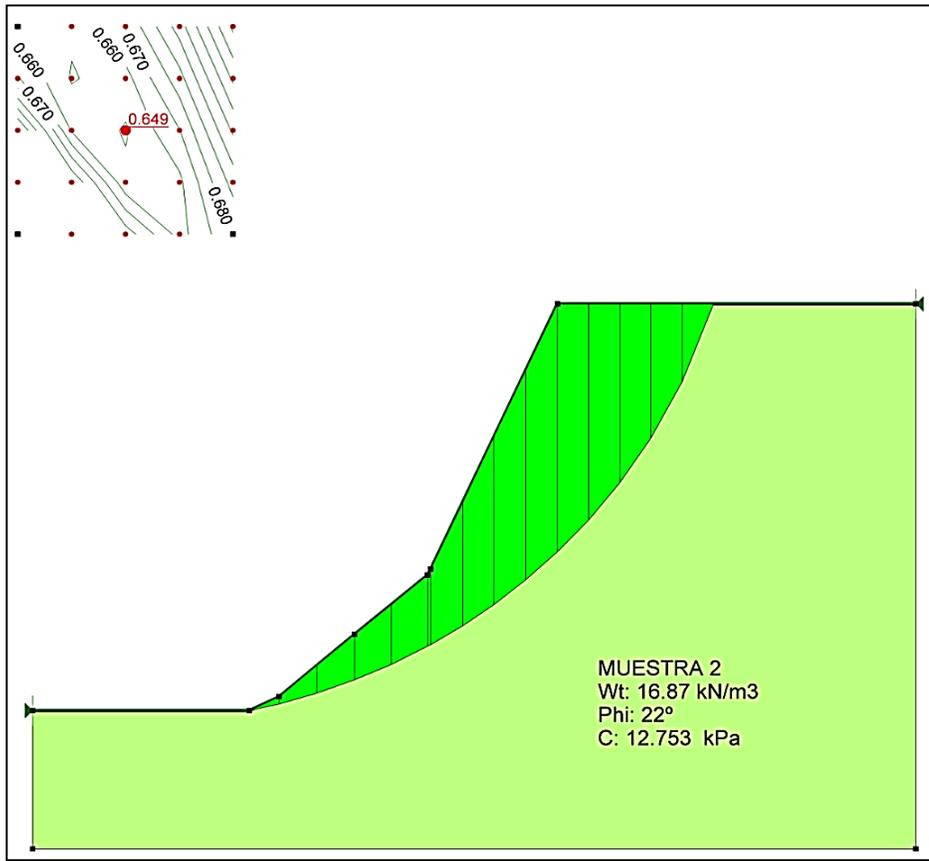


Figura 39 -Análisis de estabilidad de talud 1 de la muestra 2.condicion por sismo

		Minimum Factor of Safety	
		Moment	Force
Ordinary:		0.603	-
Bishop:		0.652	-
Janbu:		-	0.587
M - P:		0.649	0.648
Slip Surface #:		25 of 25	
Searching for Critical Slip Surface			
Data File:		talud 1 muestra 2 (probando).gsz	

Tabla 25 -Factor de seguridad de Fellenius, Bishop, Janbú y Morgenters-price. Condición por sismo.

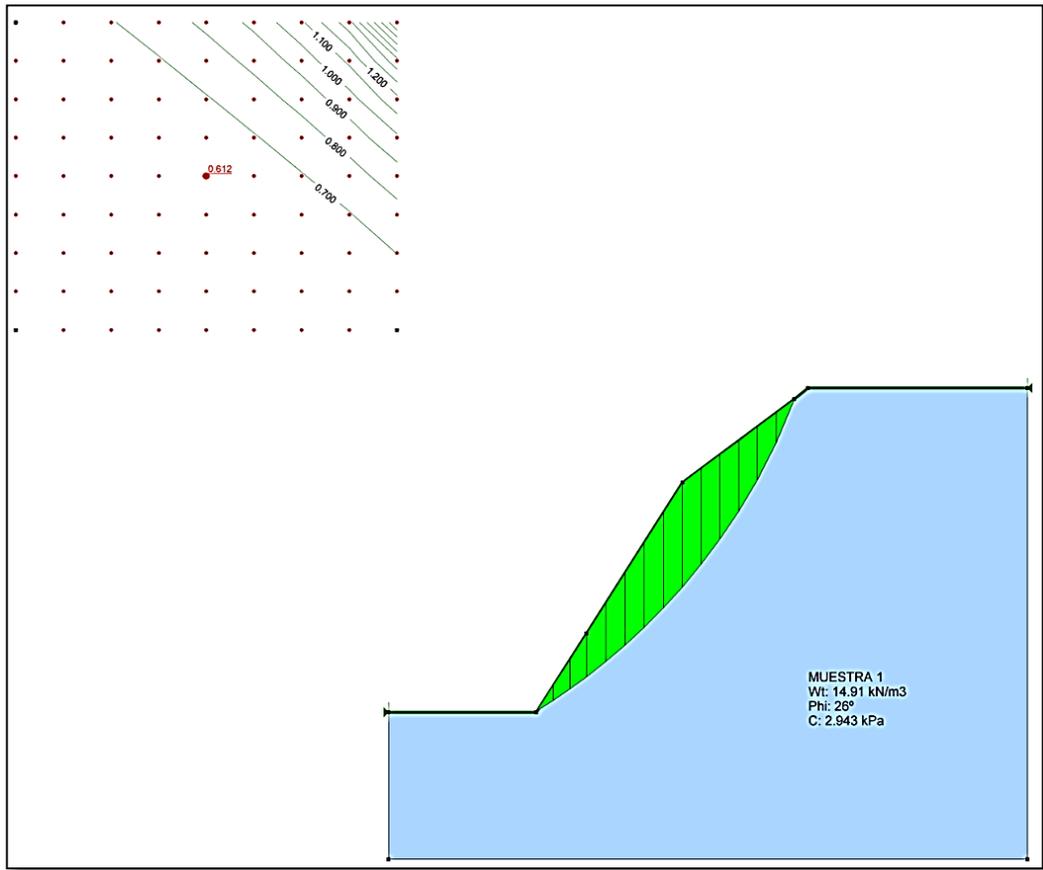


Figura 40 -Análisis de estabilidad de talud 2 de la muestra 1, condición gravitatoria.

	Minimum Factor of Safety	
	Moment	Force
Ordinary:	0.597	-
Bishop:	0.620	-
Janbu:	-	0.595
M - P:	0.612	0.605

Slip Surface #: 81 of 81
 Searching for Critical Slip Surface
 Data File: Talud 2 Muestra 1 (gravitacional).gsz

Tabla 26 -Factores de seguridad de Fellenius, Bishop, Janbú y Morgenters-price.condicion gravitatoria.

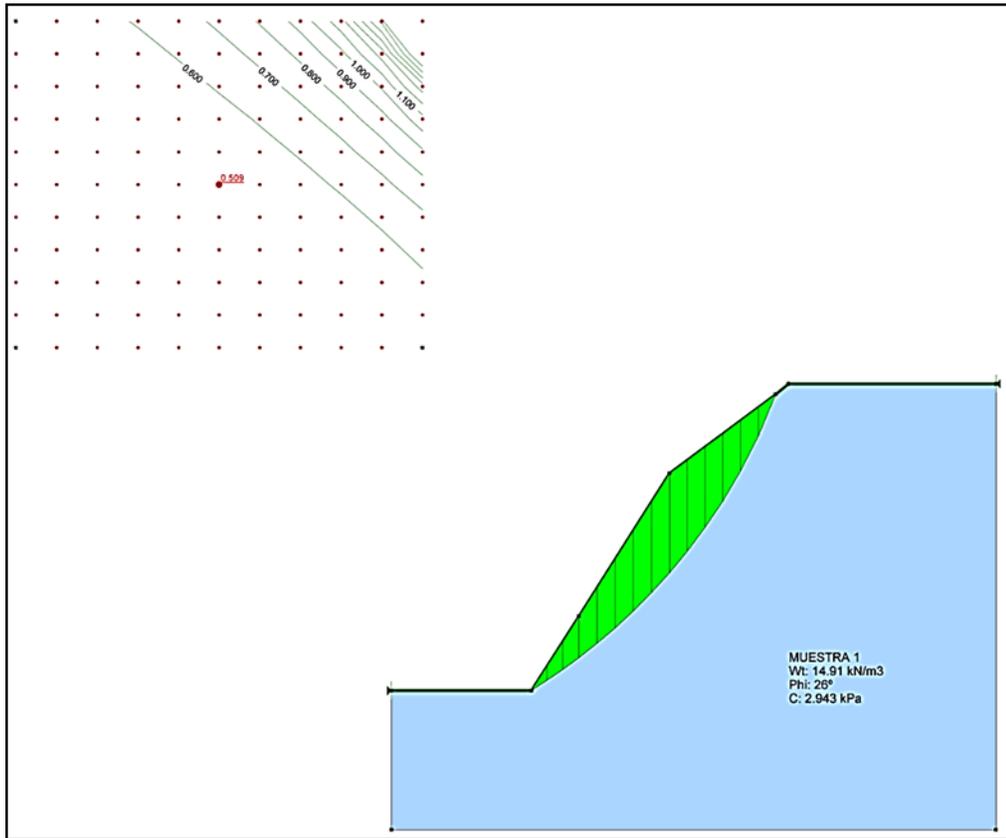


Figura 41 -Análisis de estabilidad de talud 2 de la muestra 1. Condición por sismo

SLOPE/W SOLVE - Talud 2 Muestra 1 (por...		
File Help		
	Minimum Factor of Safety	
	Moment	Force
Ordinary:	0.491	-
Bishop:	0.517	-
Janbu:	-	0.486
M - P:	0.509	0.509
Slip Surface #:	121 of 121	
Searching for Critical Slip Surface		
Data File:	Talud 2 Muestra 1 (porbando).gsz	

Tabla 27 -Factor de seguridad de Fellenius, Bishop, Janbú y Morgenters-price. Condición por sismo

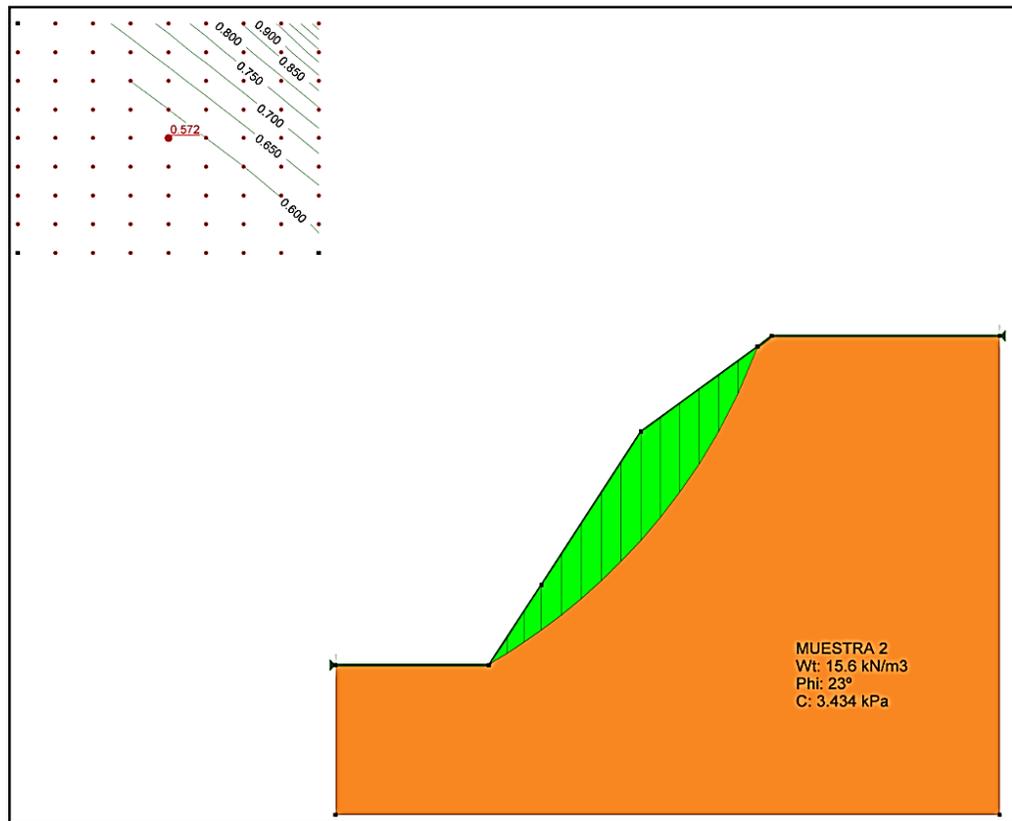


Figura 42 -Análisis de estabilidad de talud 2 de la muestra 2, condición gravitatoria

		Minimum Factor of Safety	
		Moment	Force
Ordinary:		0.560	-
Bishop:		0.579	-
Janbu:		-	0.557
M - P:		0.572	0.567
Slip Surface #:		81 of 81	
Searching for Critical Slip Surface			
Data File:	Talud 2 Muestra 2 (gravitacional).gsz		

Tabla 28 -Factores de seguridad de Fellenius, Bishop, Janbú y Morgenters-price.condicion gravitatoria

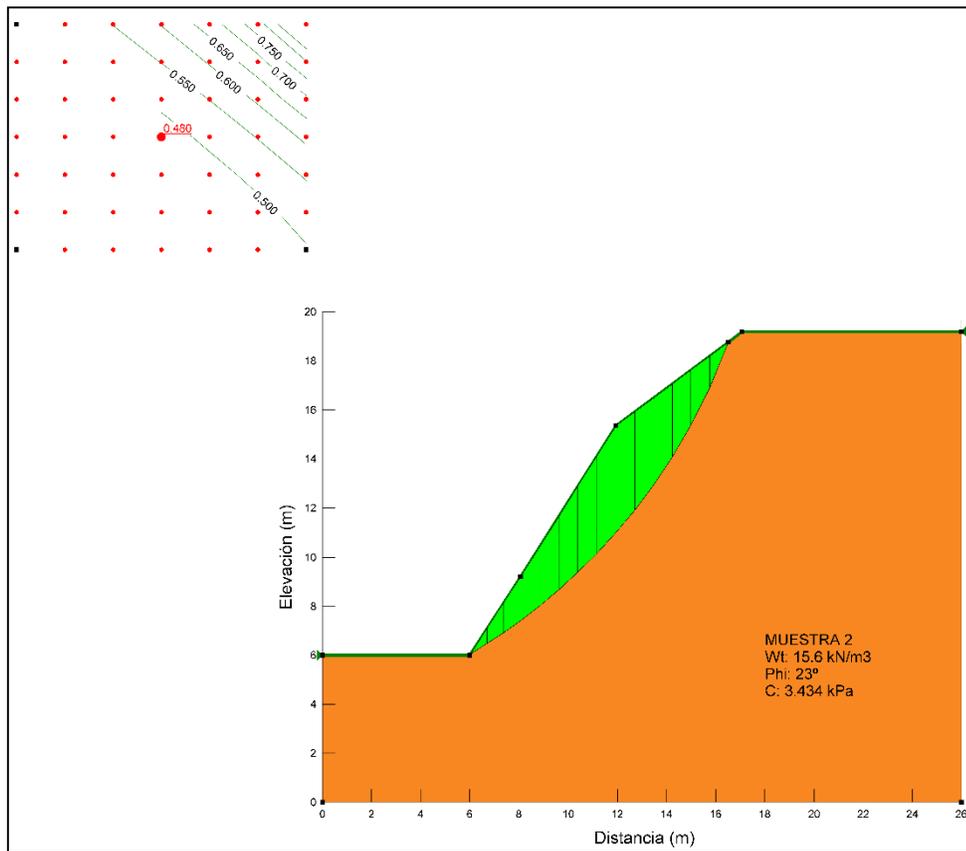


Figura 43 -Análisis de estabilidad de talud 2 de la muestra 2.condicion por sismo

		Minimum Factor of Safety	
		Moment	Force
Ordinary:	0.464	-	-
Bishop:	0.487	-	-
Janbu:	-	-	0.459
M - P:	0.480	0.471	0.471
Slip Surface #:		49 of 49	
Searching for Critical Slip Surface			
Data File:	Talud 2 Muestra 2 (probando).gsz		

Tabla 29 --Factor de seguridad de Fellenius, Bishop, Janbú y Morgenters-price. Condición por sismo.

4.4.1 Análisis e Interpretación de resultados.

En la siguiente tabla se muestran todos los datos obtenidos de acuerdo al análisis de estabilidad y reflejado tanto en la hoja de cálculo como también según el programa de Slope/w.

Talud 1 Muestra 1		Hoja de calculo	Programa Slope/W	
		FS(Gravedad)	(Gravedad)	(Gravedad + Sismo)
Método	Ordinario o Fellenius	0.92	0.76	0.62
	Bishop	0.95	0.78	0.64
Talud 1 Muestra 2		Hoja de calculo	Programa Slope/W	
		FS(Gravedad)	(Gravedad)	(Gravedad + Sismo)
Método	Ordinario o Fellenius	0.72	0.71	0.61
	Bishop	0.74	0.75	0.65
Talud 2 Muestra 1		Hoja de calculo	Programa Slope/W	
		FS(Gravedad)	(Gravedad)	(Gravedad + Sismo)
Método	Ordinario o Fellenius	0.60	0.60	0.49
	Bishop	0.54	0.62	0.52
Talud 2 Muestra 2		Hoja de calculo	Programa Slope/W	
		FS(Gravedad)	(Gravedad)	(Gravedad + Sismo)
Método	Ordinario o Fellenius	0.56	0.56	0.47
	Bishop	0.50	0.58	0.49

Tabla 30 -Resumen de datos para los métodos de Fellenius y Bishop

4.4.2 Comparación entre el software Slope/W y los modelos matemáticos, para los métodos Fellenius y Bishop de acuerdo al análisis de estabilidad de taludes.

Para el análisis de estabilidad de taludes se utilizaron los métodos de equilibrio límite Fellenius y Bishop por medio de dovelas, del cual ambos métodos suponen fallas circulares; el método de Fellenius analiza equilibrio de fuerzas y no considera fuerzas entre dovelas, mientras que el método de Bishop analiza equilibrio de momentos y asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero.

Se manejaron los modelos matemáticos en una hoja de cálculo del programa Excel, los parámetros topográficos y dimensiones del talud se realizaron por medio del programa AutoCAD.

Al realizar el análisis de taludes de forma manual según estos modelos matemáticos resultan muy tedioso ya que se dificulta la localización de los círculos de falla que generalmente se hace dibujando una grilla de puntos para centros de giro de círculos y desde esos puntos se trazan. Se calculan los factores de seguridad para todos y cada uno de los círculos utilizando los métodos de Fellenius y Bishop, y el factor de seguridad del talud es el mínimo obtenido de todos los círculos analizados.

La enorme ventaja que tiene el programa Slope/W en el análisis de estabilidad de taludes es la determinación de la posición de la superficie de deslizamiento crítico con el menor factor de seguridad, ya que es una de las cuestiones clave en un análisis de estabilidad. Como bien es conocido, la búsqueda de la superficie de deslizamiento crítico implica un procedimiento de prueba, se crea una posible superficie de deslizamiento y el factor de seguridad se calcula. Esto se repite para muchas superficies de deslizamiento posibles y, al final, la superficie de deslizamiento se prueba con el menor factor de seguridad considerando la superficie de deslizamiento crítico.

En los resultados obtenidos se puede observar que los factores de seguridad de cada muestra con su respectivo método presentan valores muy aproximados. Estos valores tenues de los factores de seguridad, se debe a que los niveles de humedad que presenta el suelo son cercanos a la saturación, y la resistencia al corte del suelo se ve afectada ya que éstos materiales se caracterizan por poseer una cohesión aparente, originada por el efecto capilar del agua en condiciones normales de humedad. Dicha cohesión aparente tiende a perderse a medida los vacíos existentes entre las partículas de suelo se llenan de agua, es decir a medida que ocurre la saturación del suelo por exceso de humedad en los mismos.

4.5 Análisis e interpretación de resultados evaluados para el talud-1

De acuerdo al análisis de estabilidad por medio de la hoja de cálculo se evaluaron los métodos de Fellenius y Bishop para ambas muestras considerando solamente fuerzas gravitacionales, donde el factor de seguridad mínimo de Fellenius con respecto a Bishop para cada muestra 1 y 2 del talud N°1 difiere de un 5% según el resultado.

Al obtener el resultado de análisis de los mismos, pero haciéndolo con el programa de Slope/W se puede constatar que hay una pequeña diferencia y comparando los valores de factor de seguridad por gravedad según el método de Fellenius tenemos que son 0.76 a 0.92 para la muestra 1; y 0.72 a 0.71 para la muestra 2. Y para el método de Bishop tenemos: 0.78 a 0.95 para la muestra 1 y 0.74 a 0.75 para muestra 2.

Pero comparando los valores establecidos según la Norma Técnica para Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes, establece un factor de seguridad Mínimo por gravedad de $F S=1.4$ y 1.1 para fuerzas de gravedad más sísmicas.

De acuerdo con las observaciones en campo, el talud presentaba condiciones de saturación con material ligeramente suelto, es decir, las condiciones tomadas para el análisis fueron desfavorables y los valores de factor de seguridad obtenidos según el programa (gravidad +sismo) son: 0.62 y 0.61 según el método de Fellenius para muestra 1 y muestra 2 respectivamente, para el método de Bishop 0.64 y 0.65 para muestra 1 y muestra 2 respectivamente. Tomando en cuenta que los valores obtenidos están por debajo de lo que requiere la Norma se considera que el talud bajo estas condiciones es inestable.

4.6 Análisis e interpretación de resultados para el talud - 2

De acuerdo al análisis de estabilidad por medio de la hoja de cálculo se evaluaron los métodos de Fellenius y Bishop para ambas muestras considerando solamente fuerzas gravitacionales, donde el factor de seguridad mínimo de Fellenius con respecto a Bishop para cada muestra 1 y 2 del talud N°2 difiere de un 10% según el resultado.

Al obtener el resultado de análisis de los mismos, pero haciéndolo con el programa Slope/W se puede constatar que hay una pequeña diferencia y comparando los valores de factor de seguridad por gravidad según el método de Fellenius tenemos que son 0.60 y 0.60 para la muestra 1, 0.56 y 0.56 para la muestra 2 y para el método de Bishop tenemos: 0.54 y 0.62 para la muestra 1 y 0.50 y 0.58 para muestra 2.

Pero comparando los valores establecidos según la Norma Técnica para Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes y de acuerdo con las observaciones en campo, el talud presentaba condiciones de saturación con material ligeramente suelto, es decir, las condiciones tomadas para el análisis fueron desfavorables y los valores de factor de seguridad obtenidos según el programa (gravidad +sismo) son: 0.49 y 0.47.

Según el método de Fellenius para muestra 1 y muestra 2 respectivamente, según el método de Bishop 0.52 y 0.49 para muestra 1 y muestra 2 respectivamente. Tomando en cuenta que los valores obtenidos están por debajo de lo que requiere la Norma se considera que el talud bajo estas condiciones es inestable.

5. PROPUESTA DE ESTABILIZACION DE TALUDES

5.1 Estudio hidrológico

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 talud. El agua de escorrentía debe en lo posible, desviarse antes de que penetre el área cercana a la corona del talud.

Para el estudio hidrológico partimos de la estimación de caudales pluviales que nos generan las áreas tributarias; aplicando la formula racional es decir, asumiendo que ya existe una distribución uniforme de las precipitaciones del área a estudiar.

El proceso de escurrimiento de las aguas lluvias también se estima como uniforme debido a cada condición fisiográfica y topográfica y parte de su vegetación que va en similitud con las mismas.

5.1.1 Talud N° 1, tramo 1+450

$$Q = (16.667)CiA$$

Dónde:

Q = Caudal máximo expresado en m³/s

C = Coeficiente de escurrimiento o coeficiente de escorrentía

*i = Intensidad de la precipitación en mm
/min, en un período igual al tiempo de concentración t_c*

A = Área de la cuenca hidrográfica en Km².

5.1.1.1 Pendiente media de la cuenca:

Para determinar la pendiente media se utilizó el programa Auto Cad Civil 3D, por medio de tablas que muestran las pendientes mínimas y máximas distribuidas en 6 intervalos con sus respectivas áreas entre curvas, generadas por el mismo programa, de esta manera en una hoja de cálculo se encuentra la ponderación área por pendiente media del intervalo, obteniendo la pendiente media.

Pendiente mínima (%)	Pendiente máxima (%)	Marca de clase	Área (m ²)	Marca de clase x Área
5.33	14.50	9.92	5183.51	119186.43
14.50	15.49	15.00	7952.22	161986.19
15.49	17.23	16.36	8644.84	167568.45
17.23	24.83	21.03	0	155039.89
24.83	28.31	26.57	0	23012.01
28.31	29.54	28.93	796.76	68813.44
Total:			22577.33	335183.57

Tabla 31 -Pendientes máximas y mínimas

$$Pendiente Media = \frac{\Sigma Marca de clase \times Área}{\Sigma Área}$$

$$Pendiente Media = \frac{335,183.57}{22,577.33}$$

$$Pendiente Media = 14.85 \%$$

5.1.1.2 Tiempo de Concentración (Tc)

Para calcular el tiempo de concentración de la cuenca se utilizan dos ecuaciones y se determina un tiempo promedio, las ecuaciones que se usan son las siguientes:

□ **Fórmula de Pickerin**

$$Tc \text{ [} = ((0.871 \times L^3) / H) \text{]} ^{0.385} \times 60$$

Dónde:

TC = tiempo de concentración en minutos

L = longitud del cauce más largo en kilómetros

H = diferencia de niveles en metros.

$$T_c = 3.83 \text{ minutos}$$

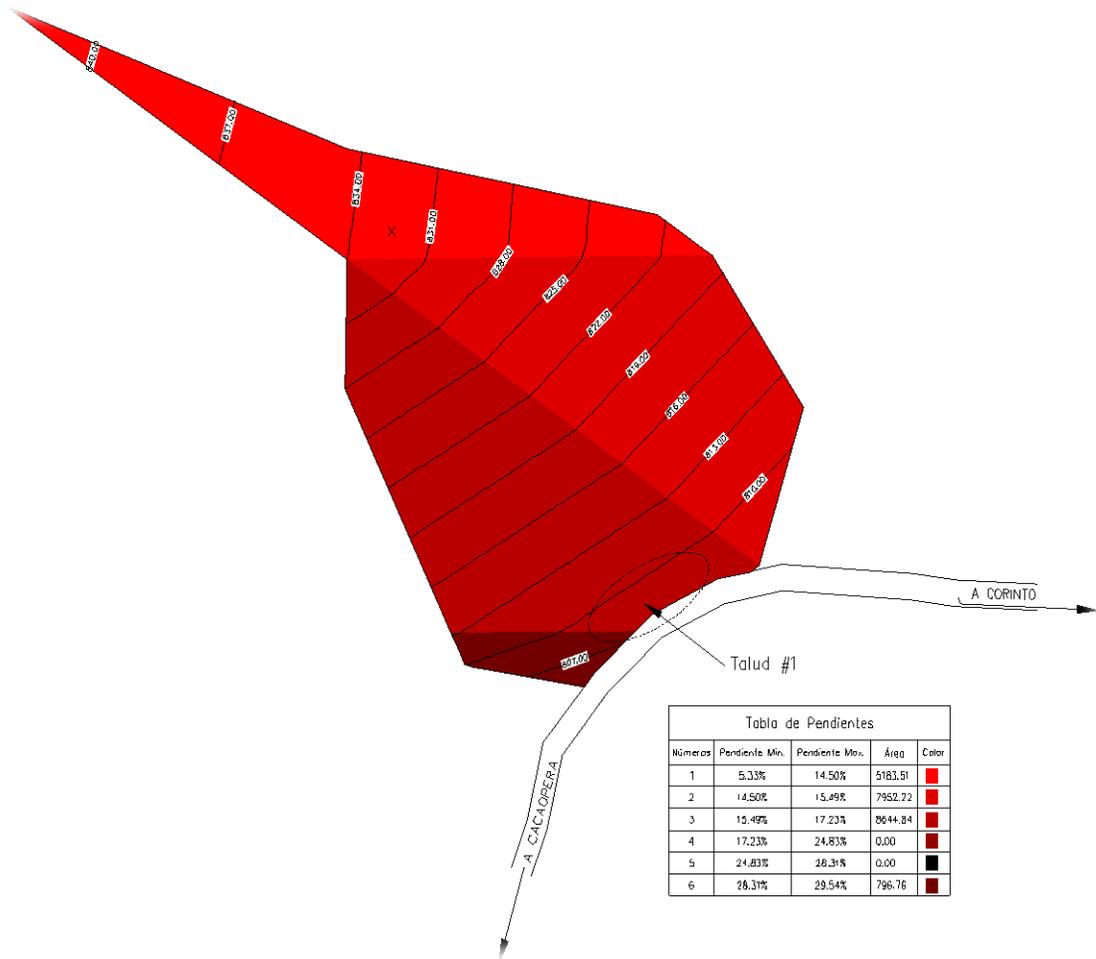


Imagen 1 -Micro cuenca

□ **Formula de Kirpich**

$$T_c = 0.0195 L^{0.77} S^{-0.385}$$

T_c = tiempo de concentración en minutos.

L = longitud más larga de corriente (336.29 m).

S = gradiente de la cuenca, pendiente media de la cuenca (14.85%).

□ **Tiempo de concentración**

$$\underline{T_c = 3.59 \text{ minutos}}$$

Con los dos tiempos de concentración obtenidos de las fórmulas de Pickerin y Kirpich procedemos a obtener un promedio del tiempo de concentración:

$$\mathbf{T_c = 3.71 \text{ minutos}}$$

5.1.2 Talud N° 2, tramo 1+690

5.1.2.1 Pendiente media de la cuenca

Para determinar la pendiente media se utilizó el programa Auto Cad Civil 3D, por medio de tablas que muestran las pendientes mínimas y máximas distribuidas en 6 intervalos con sus respectivas áreas entre curvas, generadas por el mismo programa, de esta manera en una hoja de cálculo se encuentra la ponderación área por pendiente media del intervalo, obteniendo la pendiente media.

Pendiente mínima (%)	Pendiente máxima (%)	Marca de clase	Área (m ²)	Marca de clase x Área
3.13	28.08	15.605	3726.86	58157.65
28.08	31.50	29.79	9904.49	295054.76
31.50	36.18	33.84	4351.31	147248.33
36.18	40.66	38.405	8456.32	324764.97
40.66	45.56	43.11	6863.81	295898.85
45.56	59.85	52.705	13844.61	729680.17
Total:			47147.40	1850804.73

Tabla 32 -Pendientes máximas y mínimas

$$\text{pendiente Media} = \frac{\sum \text{Marca de clase} \times \text{Área}}{\sum \text{Área}}$$

$$\text{Pendiente Media} = \frac{1,850,804.73}{47,147.40}$$

$$\text{Pendiente Media} = 39.26 \%$$

5.1.2.2 Tiempo de Concentración (Tc)

Para calcular el tiempo de concentración de la cuenca se utilizan dos ecuaciones y se determina un tiempo promedio, las ecuaciones que se usan son las siguientes:

- Fórmula de Pickerin

$$T_c \left[= \left(\frac{0.871 \times L^3}{H} \right)^{0.385} \times 60 \right]$$

Dónde:

TC: tiempo de concentración en minutos

L: longitud del cauce más largo en kilómetros

H: diferencia de niveles en metros.

$$\underline{T_c = 2.79 \text{ minutos}}$$

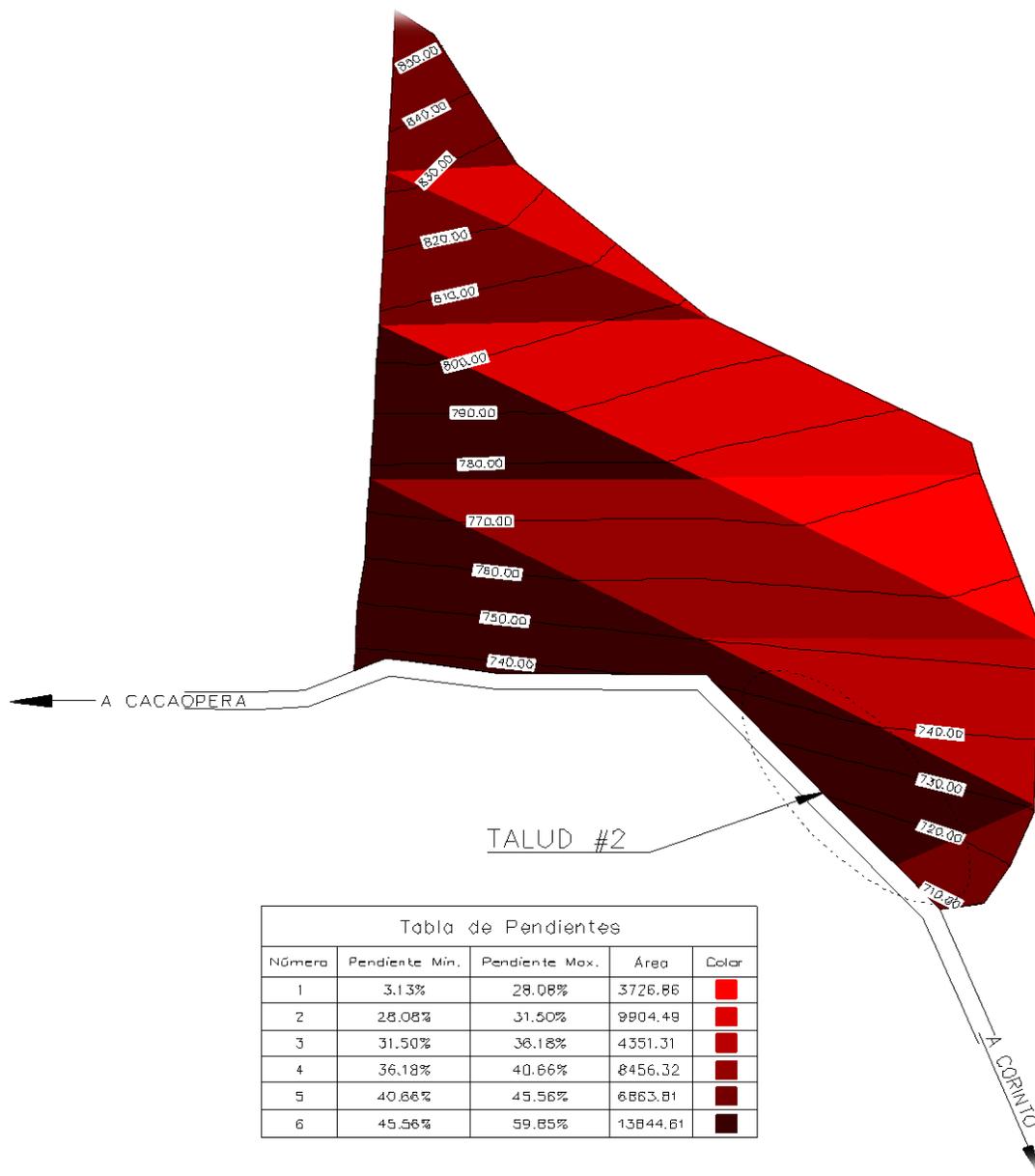


Imagen 2 -Micro cuenca

□ **Formula de Kirpich**

$$T_c = 0.0195 L^{0.77} S^{-0.385}$$

T_c = tiempo de concentración en minutos

L = longitud más larga de corriente (436.32 m).

S = gradiente de la cuenca, pendiente media de la cuenca (39.26 %).

$$\underline{T_c = 3.01 \text{ minutos}}$$

Con los dos tiempos de concentración obtenidos de las fórmulas de Pickerin y Kirpich se obtiene un promedio del tiempo de concentración:

$$\mathbf{T_c = 2.9 \text{ minutos}}$$

5.2 Análisis de precipitaciones método estadístico Gumbel

La duración de intensidades de precipitación máximas que utilizarán para el análisis estadístico serán 5, 10, 15, 20 y 30 minutos, se utilizarán estas duraciones ya que son las que están más cerca del tiempo de concentración promedio y se selecciona cantidad de duraciones (5) para que las curvas de los periodos de retorno producto de la interpolación de las curvas de intensidades quede bien definida.

5.2.1 Ajuste de Intensidades Máximas Anuales

Consiste en ajustar las intensidades máximas anuales conocidas o registradas utilizando principios estadísticos aplicables a valores extremos como la ley de Gumbel

El procedimiento a seguir es el siguiente:

1. Se obtienen los valores de los registros de intensidades máximas del sitio de interés o de una estación cercana que se ubique en la misma cuenca.
2. Se ordenan los valores de menor a mayor.
3. Se calcula su probabilidad de ocurrencia o frecuencia por medio de la fórmula:

$$f = m / (n + 1)$$

Dónde:

m = Posición de datos después que se han ordenado de menor a mayor.

n = número total de datos

1. Se realiza el ajuste gráfico en papel Gumbel (en este caso en una plantilla del programa Autocad) obteniéndose la curva de frecuencia acumulada.
2. De estas curvas se toman los datos correspondientes al periodo de retorno que se considerará para el diseño del sistema de aguas lluvias y estos datos se grafican en papel logarítmico. A ésta última gráfica es a la que llamamos curva de intensidad – duración - frecuencia.

A continuación se presentan las precipitaciones máximas anual absolutas para la estación.

INTENSIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL (ABSOLUTA)

En mm/minuto para diferentes períodos.

ESTACION SAN FRANCISCO GOTERA

LATITUD: 13° 41.8' N

LONGITUD: 88° 06.4' W

ELEVACION: 250 m.s.n.m.

Duración/año	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180
1963	2.88	2.69	2.31	2.08	1.88	1.63	1.42	1.17	1.08	0.88	0.74
1964	2.56	2.05	1.81	1.76	1.47	1.11	0.86	0.58	0.46	0.26	0.23
1965	3.16	2.26	2.06	1.89	1.61	1.23	1.00	0.77	0.48	0.40	0.34
1966	3.40	3.14	2.63	2.14	1.52	1.02	0.84	0.61	0.53	0.51	0.41
1967	3.04	2.22	1.95	1.76	1.44	1.12	0.97	0.81	0.43	0.27	0.24
1968	2.68	2.59	2.43	2.32	1.92	1.33	0.84	0.67	0.27	0.22	0.19
1969	3.80	3.80	2.95	2.49	2.14	1.68	1.45	1.00	0.76	0.63	0.53
1970	3.32	2.41	2.00	2.00	1.95	1.44	1.10	0.75	0.40	0.33	0.28
1971	1.98	1.96	1.67	1.50	1.33	0.97	0.97	0.77	0.60	0.50	0.45
1972	2.01	1.36	1.17	1.12	1.00	0.90	0.76	0.53	0.40	0.34	0.29
1973	3.36	2.67	2.43	2.05	1.61	1.33	1.13	0.85	0.67	0.56	0.49
1974	2.00	1.96	1.96	1.75	1.31	0.95	0.71	0.48	0.36	0.28	0.28
1975	2.80	1.90	1.57	1.46	1.23	0.96	0.77	0.62	0.48	0.39	0.33
1976	2.58	2.39	1.96	1.87	1.60	1.28	1.03	0.73	0.55	0.44	0.40
1977	3.22	2.82	2.82	1.88	1.55	1.68	0.83	0.62	0.41	0.34	0.29
1978	3.24	3.09	2.71	2.52	1.87	1.55	1.22	0.83	0.83	0.50	0.42
1979	2.00	2.00	1.87	1.60	1.50	1.34	1.16	0.81	0.65	0.55	0.49
1980	2.60	2.20	1.93	1.78	1.40	1.01	0.81	0.58	0.50	0.50	0.42
1981	2.06	2.06	1.90	1.82	1.58	1.09	0.68	0.46	0.35	0.29	0.19
1982	3.04	2.33	1.40	1.36	1.23	1.03	0.92	0.69	0.56	0.47	0.47

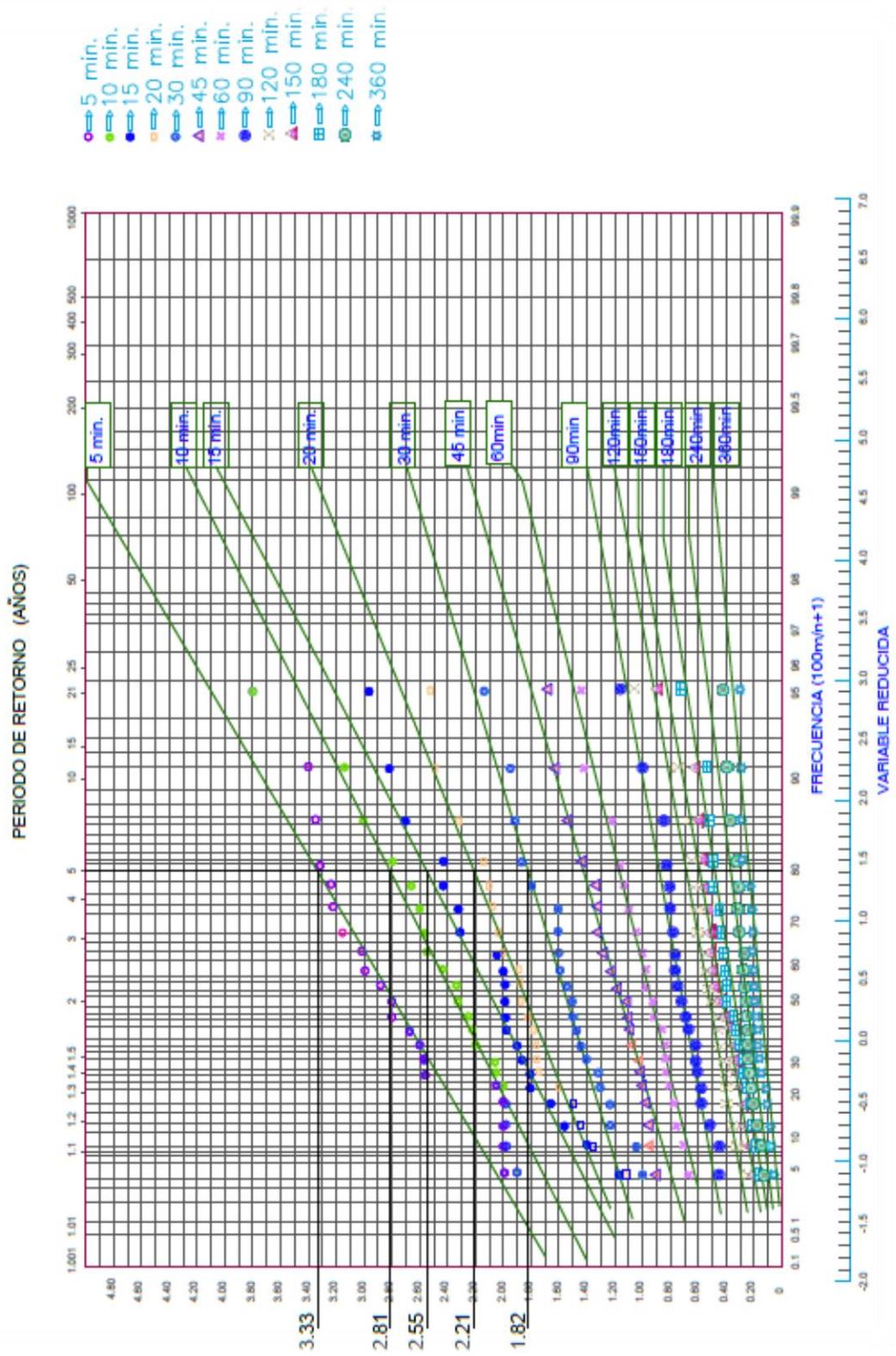
Tabla 33 - Intensidad

En el siguiente cuadro se ordenan los datos en forma creciente de intensidad y obteniendo su respectiva frecuencia (probabilidad).

Posición	5	10	15	20	30	$F = (m/(n+1)) \times 100$
1	1.98	1.96	1.67	1.50	1.33	4.76
2	2.00	1.96	1.96	1.75	1.31	9.52
3	2.00	2.00	1.87	1.60	1.50	14.29
4	2.01	1.36	1.17	1.12	1.00	19.05
5	2.06	2.06	1.90	1.82	1.58	23.81
6	2.56	2.05	1.81	1.76	1.47	28.57
7	2.58	2.39	1.96	1.87	1.60	33.33
8	2.60	2.20	1.93	1.78	1.40	38.09
9	2.68	2.59	2.43	2.32	1.92	42.86
10	2.80	1.90	1.57	1.46	1.23	47.62
11	2.88	2.69	2.31	2.08	1.88	52.38
12	3.04	2.22	1.95	1.76	1.44	57.14
13	3.04	2.33	1.40	1.36	1.23	61.90
14	3.16	2.26	2.06	1.89	1.61	66.67
15	3.22	2.82	2.82	1.88	1.55	71.43
16	3.24	3.09	2.71	2.52	1.87	76.19
17	3.32	2.41	2.00	2.00	1.95	80.95
18	3.36	2.67	2.43	2.05	1.61	85.71
19	3.40	3.14	2.63	2.14	1.52	90.48
20	3.80	3.80	2.95	2.49	2.14	95.24

Tabla 34 -Periodos de duración tomados para el análisis; en mm/min

TABLA DE
INTENSIDAD - DURACIÓN - FRECUENCIA

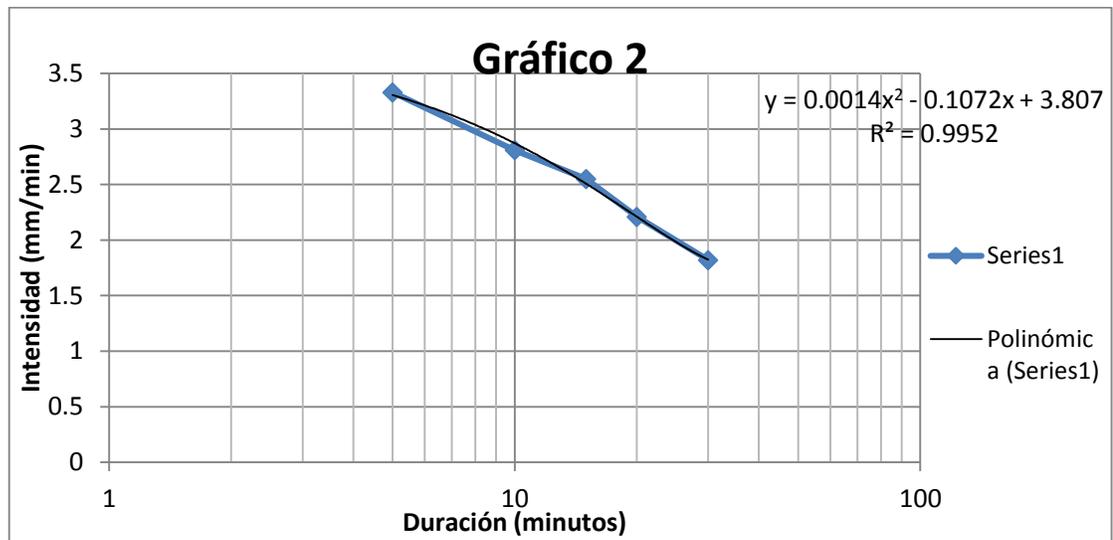


El resultado de la interpolación en las curvas I.D.F. es el siguiente:

<i>T= 5 Años</i>	
<i>Duración</i>	<i>Intensidad</i>
<i>(min)</i>	<i>(mm/min)</i>
5	3.33
10	2.81
15	2.55
20	2.21
30	1.82

Tabla 35 -Indica las intensidades para un periodo de retorno de 5 años

A partir del cuadro anterior se realiza la siguiente grafica que describe la intensidad con la precipitación para un periodo de retorno de 5 años.



En el gráfico 2 obtenemos una curva con una tendencia del tipo polinómica de valores aproximados $y = 0.001x^2 - 0.107x + 3.807$ al sustituir el tiempo de concentración promedio (4.60 min y 3.94 min para talud 1 y 2 respectivamente), por x se obtiene:

$$y = 0.001 [(X)]^2 - 0.107(X) + 3.807$$

$$i = 3.42 \text{ mm/min (para talud 1)}$$

$$i = 3.51 \text{ mm/min (para talud 2)}$$

5.2.2 Determinación de los coeficientes de las escorrentías.

Existen varias tablas para su estimación que se basan en las pendientes de los suelos, el tipo de suelos desde el punto de vista de su permeabilidad y el grado de desarrollo la pendiente. Es solamente una parte de la cantidad total de agua que se precipitan en la cuenca tributaria. En el siguiente cuadro según Ven Te Show se dan valores de escorrentía en función de la zona a drenar.

Tipo de superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Zonas urbanas							
Asfalto	0,73	0,77	0,81	0,86	0,90	0,95	1,00
Cemento, tejados	0,75	0,80	0,83	0,88	0,92	0,97	1,00
Zonas verdes (céspedes, parques, etc.)							
<i>Condición pobre (cobertura vegetal inferior al 50% de la superficie)</i>							
Pendiente baja (0-2%)	0,32	0,34	0,37	0,40	0,44	0,47	0,58
Pendiente media (2-7%)	0,37	0,40	0,43	0,46	0,49	0,53	0,61
Pendiente alta (> 7%)	0,40	0,43	0,45	0,49	0,52	0,55	0,62
<i>Condición media (cobertura vegetal entre el 50% y el 75% del área)</i>							
Pendiente baja (0-2%)	0,25	0,28	0,30	0,34	0,37	0,41	0,53
Pendiente media (2-7%)	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49	0,58
Pendiente alta (> 7%)	0,37	0,40	0,42	0,46	0,49	0,53	0,60
<i>Condición buena (cobertura vegetal superior al 75%)</i>							
Pendiente baja (0-2%)	0,21	0,23	0,25	0,29	0,32	0,36	0,49
Pendiente media (2-7%)	0,29	0,32	0,35	0,39	0,42	0,46	0,56
Pendiente alta (> 7%)	0,34	0,37	0,40	0,44	0,47	0,51	0,58
Zonas rurales							
Campos de cultivo							
Pendiente baja (0-2%)	0,31	0,34	0,36	0,40	0,43	0,47	0,57
Pendiente media (2-7%)	0,35	0,38	0,41	0,44	0,48	0,51	0,60
Pendiente alta (> 7%)	0,39	0,42	0,44	0,48	0,51	0,54	0,61
Pastizales, prados, dehesas							
Pendiente baja (0-2%)	0,25	0,28	0,30	0,34	0,37	0,41	0,53
Pendiente media (2-7%)	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49	0,58
Pendiente alta (> 7%)	0,37	0,40	0,42	0,46	0,49	0,53	0,60
Bosques, montes arbolados							
Pendiente baja (0-2%)	0,22	0,25	0,28	0,31	0,35	0,39	0,48
Pendiente media (2-7%)	0,31	0,34	0,36	0,40	0,43	0,47	0,56
Pendiente alta (> 7%)	0,35	0,39	0,41	0,45	0,48	0,52	0,58

Tabla 36 -Valores de coeficientes de escorrentía.

Se determina el valor del coeficiente de escorrentía de **0.39** para un periodo de retorno de 5 años, para una “zona rural”, el tipo de superficie de “Bosques, montes arbolados”, para una pendiente alta mayor de 7%.

5.2.2.1 Calculo de caudal total para el talud N° 1

$$Q = (16.667)CiA$$

Dónde:

Q = Caudal máximo (m³/s)

C = 0.39

A = 22,577.33 m² = 0.02257733 Km²

I_5 = 3.42 mm/min

Para 5 Años:

$$Q = (16.667)(0.39)(3.42)(0.02257733)$$

$$**Q = 0.5 m³/s**$$

5.2.2.2 Calculo de caudal total para el talud N° 2

$$Q = (16.667)CiA$$

Dónde:

Q = Caudal máximo (m³/s)

C = 0.39

A = 47,147.40 m² = 0.0471474 Km²

I_5 = 3.51 mm/min

Para 5 Años:

$$Q = (16.667)(0.39)(3.51)(0.0471474)$$

$$**Q = 1.08 m³ / s**$$

5.2.3 Técnicas de conservación del suelo.

Actualmente en El Salvador el pasto vetiver ha sido ampliamente difundido por los programas de transferencia de tecnología como una alternativa para el control de la erosión en zonas de ladera, lo cual favorece grandemente la adopción por parte de los productores debido a las múltiples ventajas generadas de la utilización de este pasto como barrera viva para el control de la escorrentía y la reducción de la tasa de pérdida de suelo.

. Cuando las raíces del zacate vetiver interactúan con el suelo en el cual está creciendo se forma un nuevo material integrado por raíces con unas altas resistencias a tensión y adherencia embebidas en una matriz con débil resistencia de tensión. En otras palabras, la resistencia al cortante del suelo es tomada es intensificada por la matriz de raíces (Styczen y Morgan, 1995).

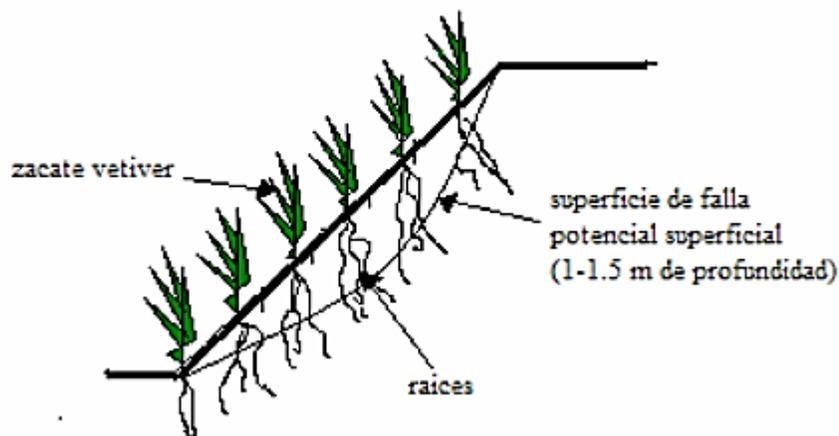


Ilustración 31- Esquema del mecanismo de estabilización de taludes.

5.2.3.1 Separación entre barreras vivas de zacate vetiver, de acuerdo con la pendiente

Pendiente promedio del terreno (%)	Altura de la barrera: 0.50 m	
	Distanciamiento horizontal entre barreras (m)	Longitud de barreras (m)
2	50	200
3	33	303
4	25	400
5	20	500
6	16	625
7	14	714
8	12	833
9	11	909
10	10	1000
11	9	1111
12	8	1250
13	7	1429
14	7	1429
15	7	1429

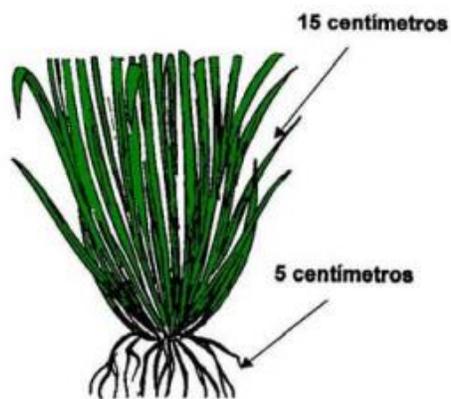


Ilustración 32- Dimensión de la mocalla de zacate vetiver.

5.2.4 Dimensionamiento de canaletas para talud 1.

Calculo hidráulico para dimensionamiento de canal trapezoidal en la corona del talud; se realizó por medio del programa H-Canales, que utiliza los principios de la fórmula de Manning (En Anexos 7, ver tabla de coeficientes de rugosidad de Manning). Los datos de entrada que se ingresaron al programa son los siguientes:

Datos:

$Q = 0.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$n = 0.013$

$S = 3 \text{ ‰} = 0.003 \text{ m/m}$

$b = 0.50 \text{ m}$

$Z = 2.0$

Dónde:

Q: Caudal de entrada

n: Coeficiente de rugosidad de Manning

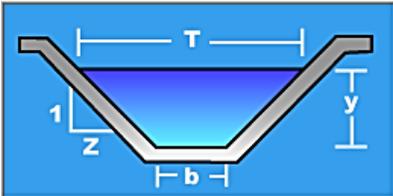
S: Pendiente permisible (para evitar sedimentación)

b: Ancho de solera

Z: Talud

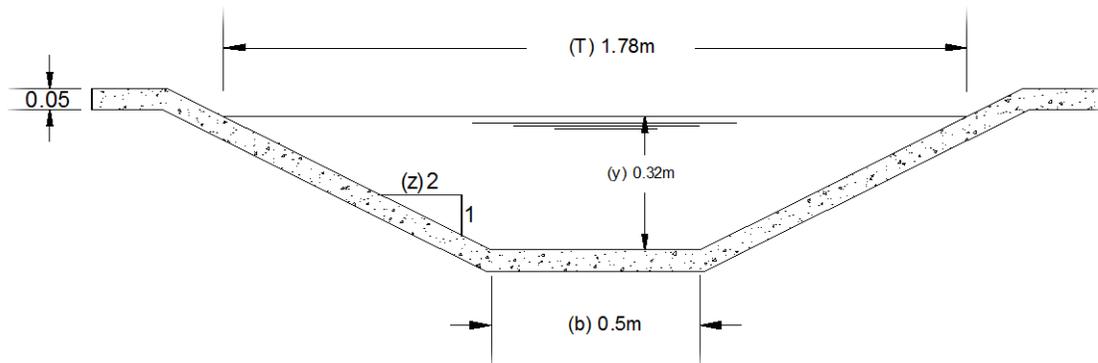
Lugar:	Carretera Cacaopera-Corinto	Proyecto:	Predimensionamiento
Tramo:	9+980, corona de talud 1	Revestimiento:	Hormigón, paredes lisas

Datos:	
Caudal (Q):	<input type="text" value="0.5"/> m ³ /s
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="0.5"/> m
Talud (Z):	<input type="text" value="2"/>
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.013"/>
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.003"/> m/m



Resultados:			
Tirante normal (y):	<input type="text" value="0.3182"/> m	Perímetro (p):	<input type="text" value="1.9230"/> m
Area hidráulica (A):	<input type="text" value="0.3616"/> m ²	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.1880"/> m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="1.7727"/> m	Velocidad (v):	<input type="text" value="1.3828"/> m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.9776"/>	Energía específica (E):	<input type="text" value="0.4156"/> m·Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>		

Obteniendo como resultado un flujo subcrítico y una velocidad de 1.38 m/s, cumpliendo con el diseño para un valor máximo de velocidad permisible de 4 m/s. Con un tirante normal (y) de 0.32 m y espejo de agua (T) de 1.78 m.



Calculo hidráulico para dimensionamiento de canal rectangular en la dirección talud denominado canal colector. Los datos de entrada que se ingresaron al programa son los siguientes:

Datos:

$$Q = 0.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.013$$

$$S = 78.88 \text{ ‰} = 0.07888 \text{ m/m}$$

$$b = 0.40 \text{ m}$$

$$Z = 0.0$$

Dónde:

Q: Caudal de entrada

n: Coeficiente de rugosidad de Manning

S: Pendiente de talud

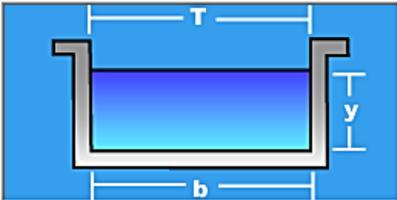
b: Ancho de solera

Z: Talud

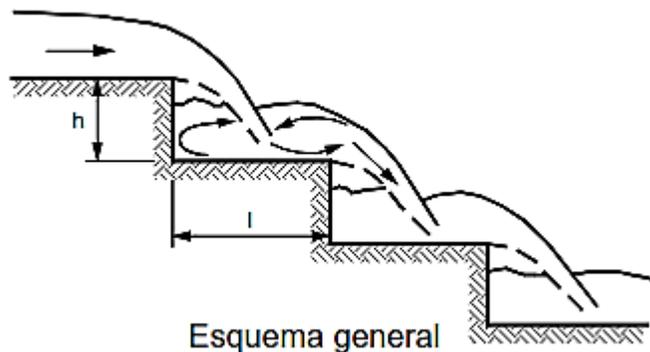
Lugar:	Carretera Cacaopera-Corinto	Proyecto:	Predimensionamiento
Tramo:	9+980, canales colectores	Revestimiento:	Hormigón, paredes lisas

Datos:			
Caudal (Q):	<input type="text" value="0.5"/>	m ³ /s	
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="0.4"/>	m	
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>		
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.013"/>		
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.07888"/>	m/m	

Resultados:					
Tirante normal (y):	<input type="text" value="0.2503"/>	m	Perímetro (p):	<input type="text" value="0.9005"/>	m
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="0.1001"/>	m ²	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.1112"/>	m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="0.4000"/>	m	Velocidad (v):	<input type="text" value="4.9947"/>	m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="3.1877"/>		Energía específica (E):	<input type="text" value="1.5218"/>	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Supercrítico"/>				



Obteniendo como resultado un flujo supercrítico y una velocidad de 4.99 m/s, el cual no cumple el diseño para un valor máximo de velocidad permisible de 4 m/s. Se requiere elaborar un sistema de graderías para disipar la energía del flujo y así poder disminuir la velocidad como muestra la figura.



5.2.5 Dimensionamiento de canaletas para talud 2.

Calculo hidráulico para dimensionamiento de canal trapezoidal en la corona del talud; se realizó por medio del programa H-Canales, que utiliza los principios de la fórmula de Manning (En Anexos 7, ver tabla de coeficientes de rugosidad de Manning). Los datos de entrada que se ingresaron al programa son los siguientes:

Datos:

Dónde:

Q= 1.08 m³/seg.

Q: Caudal de entrada

n= 0.013

n: Coeficiente de rugosidad de Manning

S= 3 ‰ = 0.003 m/m

S: Pendiente permisible (para evitar sedimentación)

b= 0.85 m

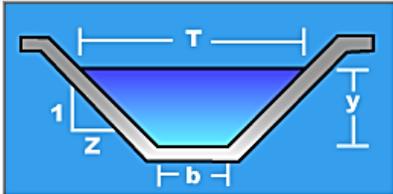
b: Ancho de solera

Z= 2.0

Z: Talud

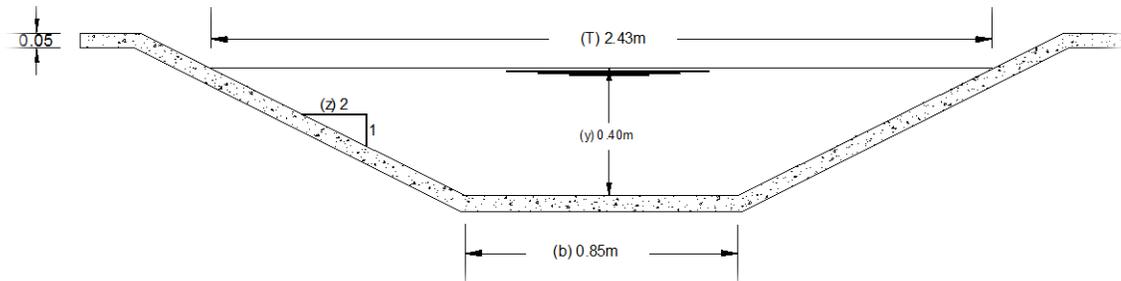
Lugar:	Carretera Cacaoopera-Corinto	Proyecto:	Predimensionamiento
Tramo:	8+170, corona de talud 2	Revestimiento:	Hormigón, paredes lisas

Datos:	
Caudal (Q):	1.08 m ³ /s
Ancho de solera (b):	0.85 m
Talud (Z):	2
Rugosidad (n):	0.013
Pendiente (S):	0.003 m/m



Resultados:			
Tirante normal (y):	0.3957 m	Perímetro (p):	2.6196 m
Área hidráulica (A):	0.6495 m ²	Radio hidráulico (R):	0.2479 m
Espejo de agua (T):	2.4328 m	Velocidad (v):	1.6628 m/s
Número de Froude (F):	1.0275	Energía específica (E):	0.5366 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		

Obteniendo como resultado un flujo supercrítico y una velocidad de 1.66 m/s, cumpliendo con el diseño para un valor máximo de velocidad permisible de 4 m/s. Con un tirante normal (y) de 0.40 m y espejo de agua (T) de 2.43 m.



Calculo hidráulico para dimensionamiento de canal rectangular en la dirección talud denominado canal colector. Los datos de entrada que se ingresaron al programa son los siguientes:

Datos:

$Q = 1.08 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$n = 0.013$

$S = 157 \text{ ‰} = 0.157 \text{ m/m}$

$b = 0.60 \text{ m}$

$Z = 0.0$

Dónde:

Q: Caudal de entrada

n: Coeficiente de rugosidad de Manning

S: Pendiente de talud

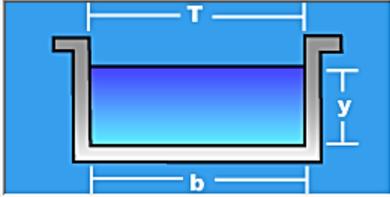
b: Ancho de solera

Z: Talud

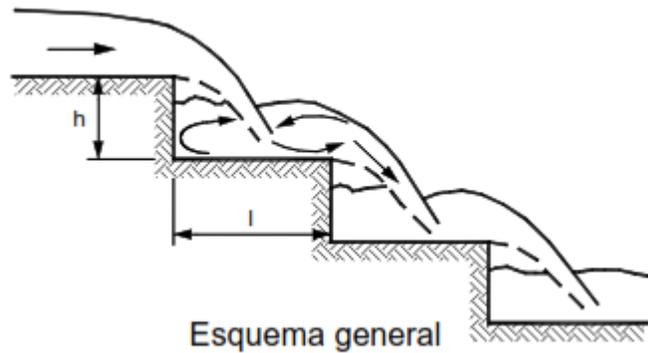
Lugar:	Carretera Cacaoopera-Corinto	Proyecto:	Predimensionamiento
Tramo:	8+170, canales colectores	Revestimiento:	Hormigón, paredes lisas

Datos:	
Caudal (Q):	1.08 m ³ /s
Ancho de solera (b):	0.6 m
Talud (Z):	0
Rugosidad (n):	0.013
Pendiente (S):	0.157 m/m

Resultados:			
Tirante normal (y):	0.2299 m	Perímetro (p):	1.0599 m
Area hidráulica (A):	0.1380 m ²	Radio hidráulico (R):	0.1302 m
Espejo de agua (T):	0.6000 m	Velocidad (v):	7.8284 m/s
Número de Froude (F):	5.2124	Energía específica (E):	3.3535 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		



Obteniendo como resultado un flujo supercrítico y una velocidad de 7.83 m/s, el cual no cumple el diseño para un valor máximo de velocidad permisible de 4 m/s. Se requiere elaborar un sistema de graderías para disipar la energía del flujo y así poder disminuir la velocidad como muestra la figura.



5.3 Muros de retención por gravedad

Los muros son elementos constructivos cuya principal misión es servir de contención, bien de un terreno natural, bien de un relleno artificial o de un elemento a almacenar. En las situaciones anteriores el muro trabaja fundamentalmente a flexión, siendo la compresión vertical debida a su peso propio generalmente despreciable.

Muros de gravedad, son muros de hormigón en masa en los que la resistencia se consigue por su propio peso. Normalmente carecen de cimiento diferenciado, aunque pueden tenerlo. Pueden ser interesantes para alturas moderadas si su longitud no es muy grande, pues en caso contrario representan una solución antieconómica frente a los muros de hormigón armado.

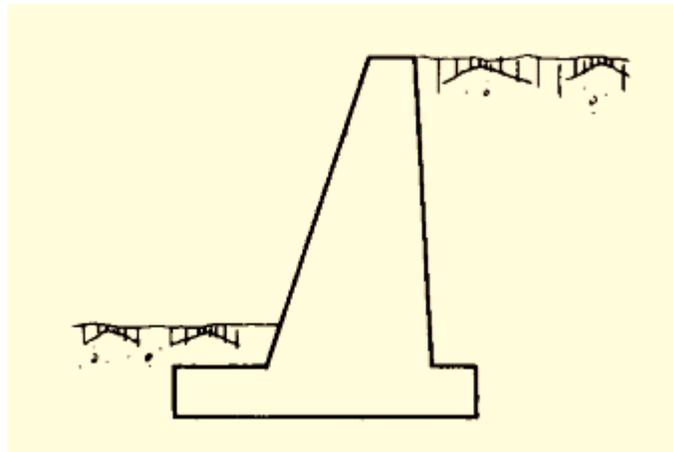


Figura 44 -Muro

El diseño estructural de muro se realizó para cada talud tomando en cuenta las propiedades de suelo de la muestra que presento un pre dimensionamiento más desfavorable, en este caso el muro de retención sobre diseñado es el que se elige como desfavorable. La capacidad de carga del suelo puede verse en anexo 6.

5.3.1 Diseño estructural de muros

Trabajo de Graduación	PROYECTO:	CALCULO DE MUROS	HOJA :	muro: Talud 1, muestra 2
	LUGAR:	CACAOPERA-CORINTO, MORAZAN	1	
	FECHA:	OCTUBRE DE 2014		

DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS

Muro de mampostería de piedra.

Los parametros de diseño estan de acuerdo a la Norma Técnica para Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes de El Salvador

LONGITUD DEL MURO= **32.5** metros

Propiedades mecánicas

Peso volumétrico del suelo	Peso volumétrico de mamposteria de piedra
$\gamma_s =$ 1.72 ton/m ³	$\gamma_p =$ 2 ton/m ³
Capacidad de carga del suelo	
$q_a =$ 132.2 ton/m ²	
Desplante	Angulo de fricción
$D_f =$ 4.50 mt	$\phi =$ 22.0°
Angulo de Fricción entre el Muro y el relleno.	<i>coeficientes de aceleración sísmica</i>
$\delta a =$ 14.67° $\delta < 2/3\phi$	

coeficientes	Zona I	Zona II
kh-max	0.16	0.12
kv	0	0

*tomado de tabla 1 de norma técnica

Zona: 2

$\theta a =$	0.3214	rad
$\theta p =$	0.0000	rad
$\phi =$	0.3840	rad
$\beta =$	0.2635	rad
$\delta =$	0.2560	rad
$\alpha = \tan^{-1}(kh/(1-kv)) =$	0.1194	rad

hcuña= 0.5
ancho= 0.5
dist.al pivote= 1.5

Cargas producidas por el relleno. (Efecto sísmico combinado) MONONOBE-OKABE

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \alpha \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\delta + \theta + \alpha) \left[1 + \left[\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \alpha) \cdot \cos(\beta - \theta)} \right]^{1/2} \right]^2} = 1.37$$

Figura 45 -Cálculo estructural de muro para talud N-1

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha + \theta)}{\cos\alpha \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\theta - \alpha) \cdot \left[1 - \left[\frac{\text{sen } \phi \cdot \text{sen}(\phi + \beta - \alpha)}{\cos(\theta - \alpha) \cdot \cos(\beta - \theta)} \right]^{1/2} \right]^2} = 2.01$$

$$E_{as} = \gamma s \cdot H^2 \cdot k_a / 2 = 95.43 \quad \text{ton/m}$$

$$E_{ps} = \gamma s \cdot H^2 \cdot k_p / 2 = 35.00 \quad \text{ton/m}$$

Empuje pasivo combinado con cuña: 43.22 ton/m

Cargas producidas por el relleno. (Efecto de empuje estatico) COULOMB

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left[1 + \left[\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \beta)} \right]^{1/2} \right]^2} = 0.79$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta - \delta) \cdot \left[1 - \left[\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \cdot \text{sen}(\phi + \beta)}{\cos(\theta - \delta) \cdot \cos(\theta - \beta)} \right]^{1/2} \right]^2} = 3.3$$

$$E_{activo} = \gamma s \cdot H^2 \cdot k_a / 2 = 55.03 \quad \text{ton/m} \quad \Delta E_{as} = 40.40$$

$$E_p = \gamma s \cdot H^2 \cdot k_p / 2 = 57.47 \quad \text{ton/m} \quad \Delta E_{ps} = -22.47$$

Empuje pasivo con cuña: 70.95 ton/m

	Empujes totales	comp x	comp y
E A	55.03	46.11	30.04
E A combinado	95.43	79.96	52.09
E P volteo	57.47	55.6	14.55
E P combinado volteo	35.00	33.86	8.86
E P sismo desliz.	-22.47	-21.74	-5.69
E A sismo	40.40	33.85	22.05
E P deslizamiento (con cuña)	70.95	68.64	17.97
E P comb. Desliz. (con cuña)	43.22	41.81	10.94

Momentos Resistentes

Fig. Nº	Material	Area m ²	γ ton/m	Peso ton/m	Brazo m	MR ton-m/m
1	suelo	11.050	1.72	19.01	5.980	113.656
2	suelo	12.028	1.72	20.69	4.387	90.748
3	piedra	12.028	2.00	24.06	3.443	82.829
4	piedra	10.200	2.00	20.40	1.900	38.760
5	piedra	3.315	2.00	6.63	3.315	21.978
6	piedra	0.250	2.00	0.50	1.500	0.750
7	suelo	5.200	1.72	8.94	0.650	5.814
8	suelo	2.301	1.72	3.96	5.253	20.789
V2				0.00	3.97	0.000
V1				0.00	1.900	0.000
				Σ WT=		ΣMR=
						375.325

Eay	30.04	6.63	199.165
Epx	55.60	1.50	83.400
Eay	22.05	6.63	146.192
Epx	-21.74	3.00	-65.220
totales resistentes=	ΣMR_{total}=		738.86

Acciones actuantes

Eax	46.11	3	138.33
Easx	33.85	6	203.1
E adicional sismo	10.95	4.55	49.82
V1	0	4.5	0
V2	0	4.5	0
totales actuantes=	90.91	ΣMa_{total}=	391.25

Estabilidad del muro

Deslizamiento

Factor de seguridad $FS \geq 1.20$

$$FS = (E_p + f) / (\Sigma M_a) = 1.23 \quad \text{OK}$$

Volteo

Factor de seguridad $FS > 1.20$

$$FS = \Sigma MR / Ma = 1.89 \quad \text{OK}$$

Hundimiento

$$M = \Sigma MR - Ma = 347.611$$

$$X_a = M/N = 2.22$$

Condición de carga

$$e_{max} = L/6 = 1.11 \quad \text{m}$$

$$e = L/2 - X_a = 1.10 \quad \text{m}$$

$$e < e_{max} \quad \text{OK}$$

Fuerzas de fricción

$$\mu = \tan(2/30) = 0.262$$

$$N = WT + E_{ay} + E_{asy} = 156.27$$

$$f = \mu * N = 40.900$$

$$q_{max} = \Sigma WT/L * (1 + 6 * e/L) = 47.03 \quad \text{ton/m}^2$$

$$q_a = 175.826 \quad \text{ton/m}^2$$

$$q_a > q_{max} \quad \text{OK}$$

$$\text{Volumen del muro} = 838.256 \quad \text{m}^3$$

Trabajo de Graduación	PROYECTO:	CALCULO DE MUROS		HOJA :	2	muro: Talud 2, muestra 2
	LUGAR:	CACAOPELA-CORINTO, MORAZAN				
	FECHA:	OCTUBRE DE 2014				

DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS

Muro de mampostería de piedra.

Los parametros de diseño estan de acuerdo a la Norma Técnica para Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes de El Salvador

LONGITUD DEL MURO= **32** metros

Propiedades mecánicas

Peso volumétrico del suelo Peso volumétrico de mampostería de piedra

$\gamma_s = 1.59$ ton/m³

$\gamma_p = 2$ tom/m³

Capacidad de carga del suelo

$q_a = 98.6$ ton/m²

Desplante

$D_f = 3.70$ mt

Angulo de fricción

$\phi = 23.0^\circ$

Angulo de Fricción entre el Muro y el relleno.

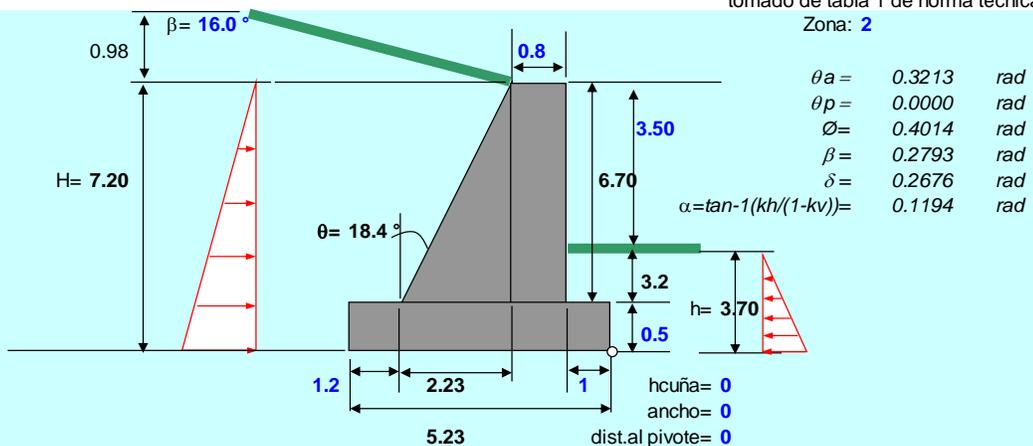
$\delta_a = 15.33^\circ$ $\delta \leq 2/3\phi$

coeficientes de aceleración sísmica

coeficientes	Zona I	Zona II
kh-max	0.16	0.12
kv	0	0

*tomado de tabla 1 de norma técnica

Zona: 2



Cargas producidas por el relleno. (Efecto sísmico combinado)

MONONOBE-OKABE

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \alpha \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\delta + \theta + \alpha) \left[1 + \left[\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \alpha) \cdot \cos(\beta - \theta)} \right]^{1/2} \right]^2} = 1.34$$

Figura 46 -Cálculo estructural de muro para talud N-2

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha + \theta)}{\cos\alpha \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\theta - \alpha) \cdot \left[1 - \left[\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi + \beta - \alpha)}{\cos(\theta - \alpha) \cdot \cos(\beta - \theta)} \right]^{1/2} \right]^2} = 2.09$$

$$E_{as} = \gamma s \cdot H^2 \cdot k_a / 2 = 55.23 \quad \text{ton/m}$$

$$E_{ps} = \gamma s \cdot H^2 \cdot k_p / 2 = 22.75 \quad \text{ton/m}$$

Cargas producidas por el relleno. (Efecto de empuje estatico) COULOMB

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left[1 + \left[\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \beta)} \right]^{1/2} \right]^2} = 0.78$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta - \delta) \cdot \left[1 - \left[\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\theta - \delta) \cdot \cos(\theta - \beta)} \right]^{1/2} \right]^2} = 3.53$$

$$E_{activo} = \gamma s \cdot H^2 \cdot k_a / 2 = 32.15 \quad \text{ton/m}$$

$$E_p = \gamma s \cdot H^2 \cdot k_p / 2 = 38.42 \quad \text{ton/m}$$

$$\Delta E_{as} = 23.08$$

$$\Delta E_{ps} = -15.67$$

	Empujes totales	comp x	comp y
E A	32.15	26.73	17.86
E A combinado	55.23	45.93	30.68
E P volteo	38.42	37.05	10.16
E P combinado volteo	22.75	21.94	6.02
E P sismo desliz.	-15.67	-15.11	-4.14
E A sismo	23.08	19.19	12.82

5.4 Costos de una evaluación geotécnica de corte de taludes en carreteras.

Se realiza una comparación de los costos que genera una evaluación geotécnica para el área de corte de taludes en carreteras consideradas en esta investigación (y que no se consideraron debido a las limitantes) contra una evaluación geotécnica completa.

En la siguiente tabla, se muestran las tarifas de los ensayos realizados en ésta investigación.

ENSAYO	NORMA	PRECIO
Análisis granulométrico de suelos por tamizado: Lavado sobre tamiz No. 200	ASTM D-422-90	\$ 80.00
Densidad y peso unitario en el terreno - Método del cono de arena	ASTM D-1556	\$ 85.26
Límite líquido, límite plástico e Índice de plasticidad	ASTM D-4318	\$75.00
Descripción visual manual de suelos	ASTM D-2488	\$ 50.00
Corte directo (3 puntos)	ASTM D-3080-98	\$ 250.41
TOTAL:		\$ 540.67

Tabla 37- precios para evaluación de taludes preliminar

ENSAYO	NORMA	PRECIO
Análisis granulométrico de suelos por tamizado: Lavado sobre tamiz No. 200	ASTM D-422-90	\$ 80.00
Densidad y peso unitario en el terreno - Método del cono de arena	ASTM D-1556	\$ 100.00
Límite líquido, límite plástico e Índice de plasticidad	ASTM D-4318	\$85.26
Descripción visual manual de suelos	ASTM D-2488	\$ 50.00
Corte directo (3 puntos)	ASTM D-3080-98	\$ 751.23
Compresión triaxial (tres puntos)	ASTM D-2850-87	\$ 1140.0
Permeabilidad en cámara triaxial.	ASTM D -5084	\$ 280.0
CBR de laboratorio - Muestras inalteradas	ASTM D-1883	\$ 180.0
Relaciones de humedad - masa unitaria en los suelos Proctor estándar	ASTM -D1586	\$ 50.80
TOTAL:		\$ 2717.29

Momentos Resistentes

Fig. Nº	Material	Area m ²	γ ton/m	Peso ton/m	Brazo m	MR ton-m/m	
1	suelo	8.040	1.59	12.78	4.630	59.188	
2	suelo	7.471	1.59	11.88	3.287	39.039	
3	piedra	7.471	2.00	14.94	2.543	38.000	
4	piedra	5.360	2.00	10.72	1.400	15.008	
5	piedra	2.615	2.00	5.23	2.615	13.676	
6	piedra	0.000	2.00	0.00	0.000	0.000	
7	suelo	3.200	1.59	5.09	0.500	2.544	
8	suelo	1.687	1.59	2.68	4.087	10.962	
V2				0.00	3.12	0.000	
V1				0.00	1.400	0.000	
				Σ WT=		ΣMR=	178.418

Eay	17.86	5.23	93.408
Epx	37.05	1.23	45.695
Eay	12.82	5.23	67.049
Epsx	-15.11	2.47	-37.271
totales resistentes=	ΣMR_{total}=		347.30

Acciones actuantes

Eax	26.73	2.4	64.15
Easx	19.19	4.8	92.11
E adicional sismo	6.67	3.64	24.28
V1	0	3.6	0
V2	0	3.6	0
totales actuantes=	52.59	ΣMa_{total}=	180.54

Estabilidad del muro

Deslizamiento

Factor de seguridad $FS \geq 1.20$

$$FS = (E_p + f) / (\Sigma M_a) = 1.22 \quad \text{OK}$$

Volteo

Factor de seguridad $FS > 1.20$

$$FS = \Sigma MR / Ma = 1.92 \quad \text{OK}$$

Hundimiento

$$M = \Sigma MR - Ma = 166.758$$

$$X_a = M/N = 1.77$$

Condición de carga

$$e_{max} = L/6 = 0.87 \quad \text{m}$$

$$e = L/2 - X_a = 0.85 \quad \text{m}$$

$$e < e_{max} \quad \text{OK}$$

Fuerzas de fricción

$$\mu = \tan(2/30) = 0.274$$

$$N = WT + E_{ay} + E_{asy} = 94.00$$

$$f = \mu * N = 25.770$$

$$q_{max} = \Sigma WT/L * (1 + 6 * e/L) = 35.50 \quad \text{ton/m}^2$$

$$q_a = 131.138 \quad \text{ton/m}^2$$

$$q_a > q_{max} \quad \text{OK}$$

$$\text{Volumen del muro} = 494.256 \quad \text{m}^3$$

6. GUIA METODOLOGICA

INTRODUCCION

Debido a los accidentes o desprendimientos que se hacen más frecuentes en carreteras, cada vez son más evidentes los riesgos a los que están expuestos diversos corredores viales a lo largo y ancho de la geografía del país.

Uno de ellos, y quizás el más importante está relacionado con las innumerables y lamentables consecuencias que se generan a raíz de los procesos de remoción en masa ocasionados por las lluvias.

Por otra parte, la infraestructura vial es la que permite la comunicación de personas, bienes y servicios entre las diferentes regiones del país, ya que es el principal modo de transporte en El Salvador.

Por esta razón se hace necesario evaluar y estudiar todo lo referido a aquellas amenazas de deslizamientos en carreteras con el fin de determinar con anterioridad las posibles zonas de atención inmediata, donde y como realizar de forma efectiva las inversiones sobre la infraestructura y que acciones se deben tomar para garantizar que las soluciones sean definitivas.

Por lo anterior se plantea la siguiente guía la cual tiene como objetivo principal establecer una metodología que permita realizar la evaluación del riesgo por procesos de remoción en masa generados por lluvia en carreteras viales en nuestro país. Se ha previsto para taludes no menores 20 metros y su utilización tiene un carácter preliminar en caso que se requieran pruebas más sofisticadas.

6.1 Razones por las cuales ocurre un deslizamiento en carreteras.

Las investigaciones de campo en todas las partes del mundo muestran que los deslizamientos son más comunes a lo largo de las carreteras que en áreas alejadas de estas. Igualmente, en las zonas tropicales se presentan gran cantidad de deslizamientos en áreas cercanas a las vías pero íntimamente relacionados con la presencia o construcción de éstas.

Larsen y Parks (1997) indican que los deslizamientos son 5 a 8 veces más frecuentes en las zonas cercanas a las vías que en zonas alejadas.

Las carreteras afectan la estabilidad de los taludes mediante procesos de corte y relleno, deforestación y concentración de aguas de escorrentía.

Los deslizamientos ocurren a lo largo de las carreteras frecuentemente en forma inmediata después de su construcción, y dependiendo de las características geológicas de los materiales y de la morfología de los cortes y rellenos pueden persistir durante muchos años. Los deslizamientos son frecuentes en los primeros años después de la construcción y a partir de ese momento ocurren deslizamientos esporádicos en temporadas de lluvias.

Entre más intensas las lluvias, mayor la posibilidad de ocurrencia de deslizamientos. A mayor periodo de retorno de una tormenta los deslizamientos son de mayor magnitud. Los deslizamientos son muy comunes tanto en cortes como en rellenos. La construcción de carreteras disminuye la estabilidad de los taludes de las siguientes formas:

- Corte del pie de las laderas removiendo el soporte y facilitando el desplazamiento de los materiales de la parte alta de la ladera.
- Sobrecarga de los taludes con material de relleno.
- Aumento de las pendientes utilizando tanto cortes como rellenos.

- ❑ Concentración de aguas del drenaje de la vía en sitios inestables debajo de la carretera.
- ❑ Interceptación de niveles freáticos en los cortes, generando procesos de erosión.
- ❑ Bloqueo de los afloramientos de agua mediante rellenos.
- ❑ Colocación de materiales sueltos a media ladera.
- ❑ Re direccionamiento del drenaje y concentración en determinados sitios.

6.1.1 Los rellenos a media ladera

Uno de los casos más comunes de deslizamientos en carreteras es el de los deslizamientos a media ladera contruidos para la conformación de la banca de la vía. Las causas de los deslizamientos están comúnmente relacionadas con los siguientes factores:

- ❑ Falta de cimentación adecuada para los terraplenes. En ocasiones se colocan directamente sobre la media ladera sin construir terrazas subhorizontales para la colocación de los rellenos.
- ❑ Bloqueo de los niveles freáticos o los afloramientos de agua. Es muy común que al colocar un terraplén a media ladera se esté taponando la posible salida de agua subterránea en el momento de una lluvia intensa.

En todo relleno se debe colocar un sistema de subdrenaje para el manejo del agua en la cimentación en terraplén.

- ❑ Compactación inadecuada. Los rellenos sueltos a media ladera son muy susceptibles a los deslizamientos.

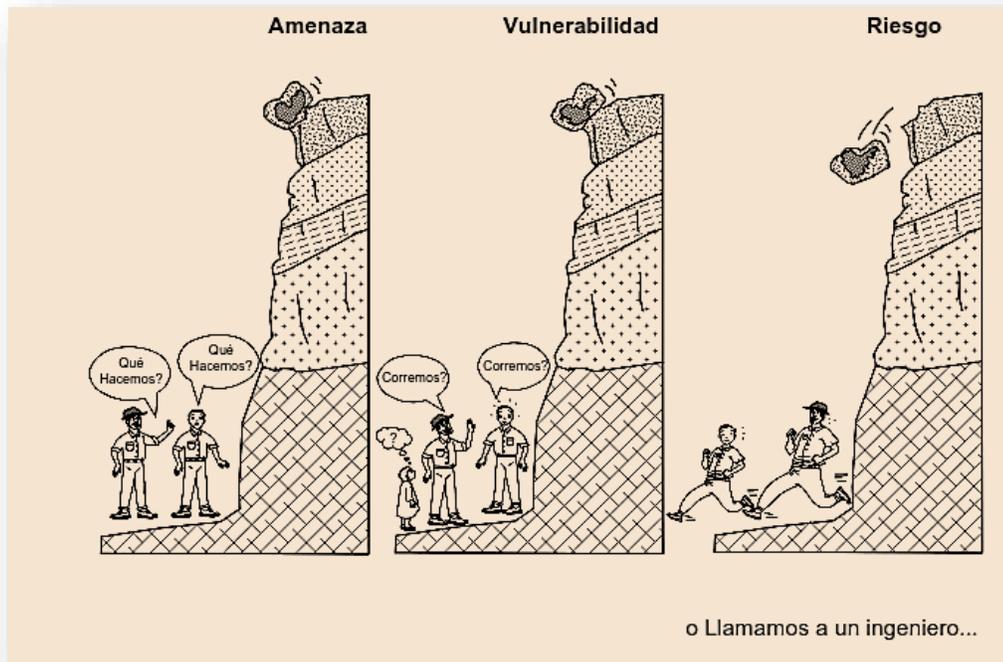


Figura 47 -Manejo de amenaza, vulnerabilidad y riesgo.

6.1.1.1 Tipos de deslizamientos en la carretera

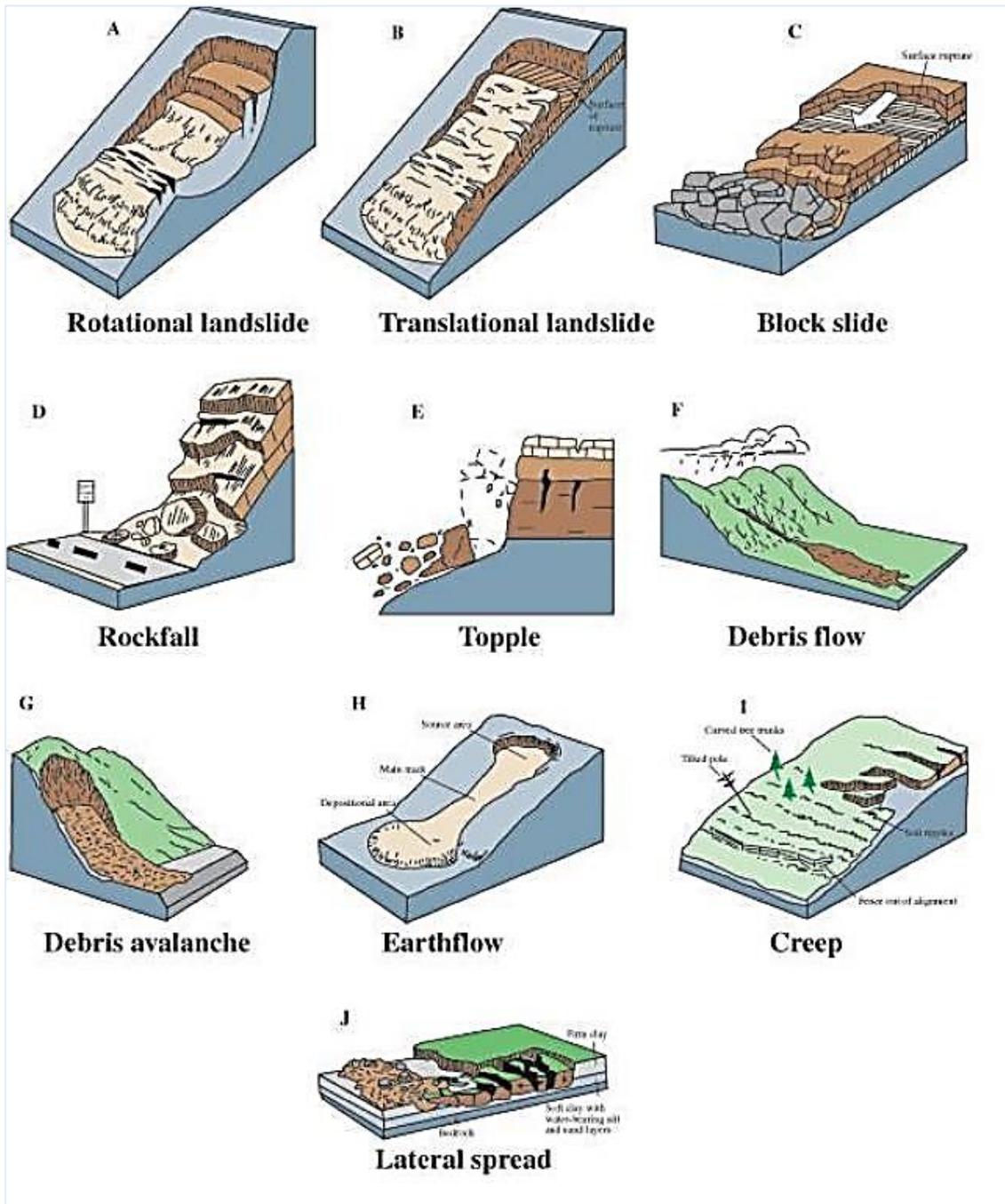




Ilustración 33- Deslizamiento traslacional en suelo. Cárcava de la Zomopera, Bella Vista La Palma, Chalatenango.



Ilustración 34- Deslizamiento rotacional en la curva de La Leona, San Vicente.

6.1.2 Sección típica de un camino rural

6.1.2.1 Términos usado para definir los caminos rurales



Ilustración 35- Términos usado para definir los caminos rurales.

6.2 Observaciones a realizar en un deslizamiento

6.2.1 Investigación del sitio

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 su solución o remediación.

Para el propósito de la investigación es necesario conocer cuáles son los parámetros básicos que afectan la estabilidad del talud o ladera y caracterizarlos plenamente.

Se requiere examinar en particular tres aspectos para evaluar la estabilidad de los taludes en términos de ingeniería:

- ✓ El primer elemento consiste en definir en tres dimensiones las características de la masa inestable con referencia particular a las superficies de cortante y los planos falla.
- ✓ Deben analizarse las propiedades y características de los materiales y de los elementos activadores tales como el régimen hidrogeológico y los eventos sísmicos
- ✓ Detectar los movimientos de, o dentro de la masa inestable y monitorearlos (Figura 1)
1) La magnitud y profundidad de las investigaciones depende del tamaño y complejidad del talud o del deslizamiento a estudiar. Para un deslizamiento pequeño donde las causas del movimiento son muy evidentes o para un talud sencillo de poca altura sin problemas importantes, se puede realizar una inspección de campo con un informe relativamente corto.

6.2.2 Planeación del programa de exploración

Antes de llevar a cabo el análisis para la estabilización de taludes en corte de carretera es necesario tener en cuenta algunos aspectos como:

- ✓ Reconocimiento e identificación del sitio.
- ✓ Análisis de la información existente.
- ✓ Estudio de las características superficiales del sitio que permitan la caracterización topográfica y geotécnica.
- ✓ Investigación de campo que incluye sondeos, toma de muestras y ensayos “in situ” para cuantificar los parámetros del suelo.
- ✓ Investigación de laboratorio.
- ✓ Elaboración del modelo conceptual de los mecanismos de las fallas actuales o potenciales.
- ✓ Modelación matemática utilizando software.
- ✓ Instrumentación y monitoreo.

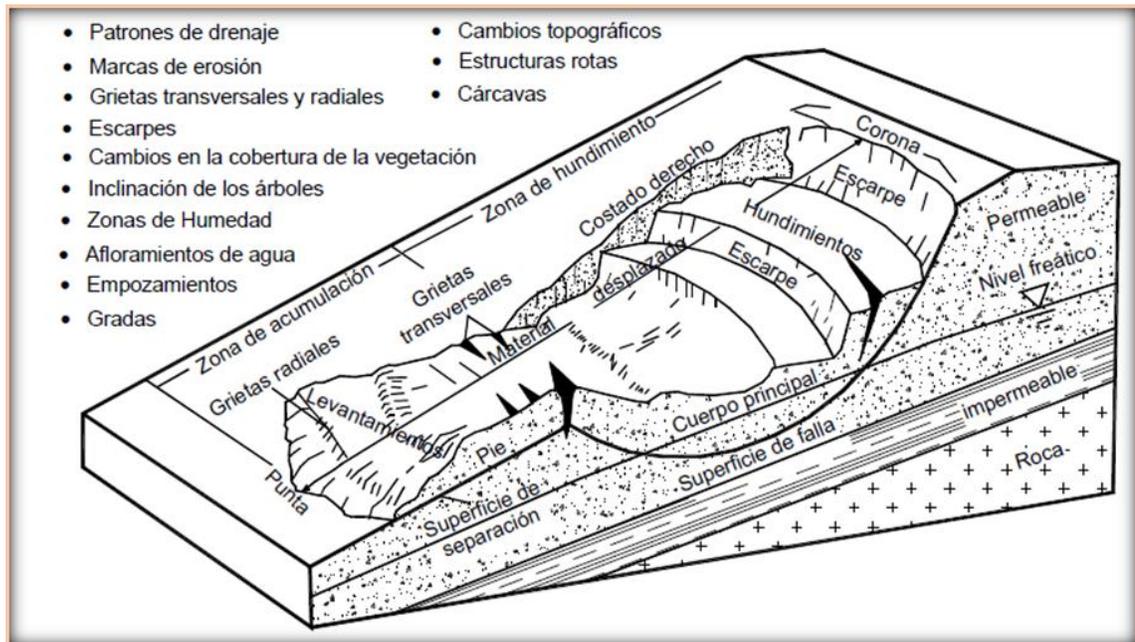


Figura 48 -Detalles a analizar en un deslizamiento

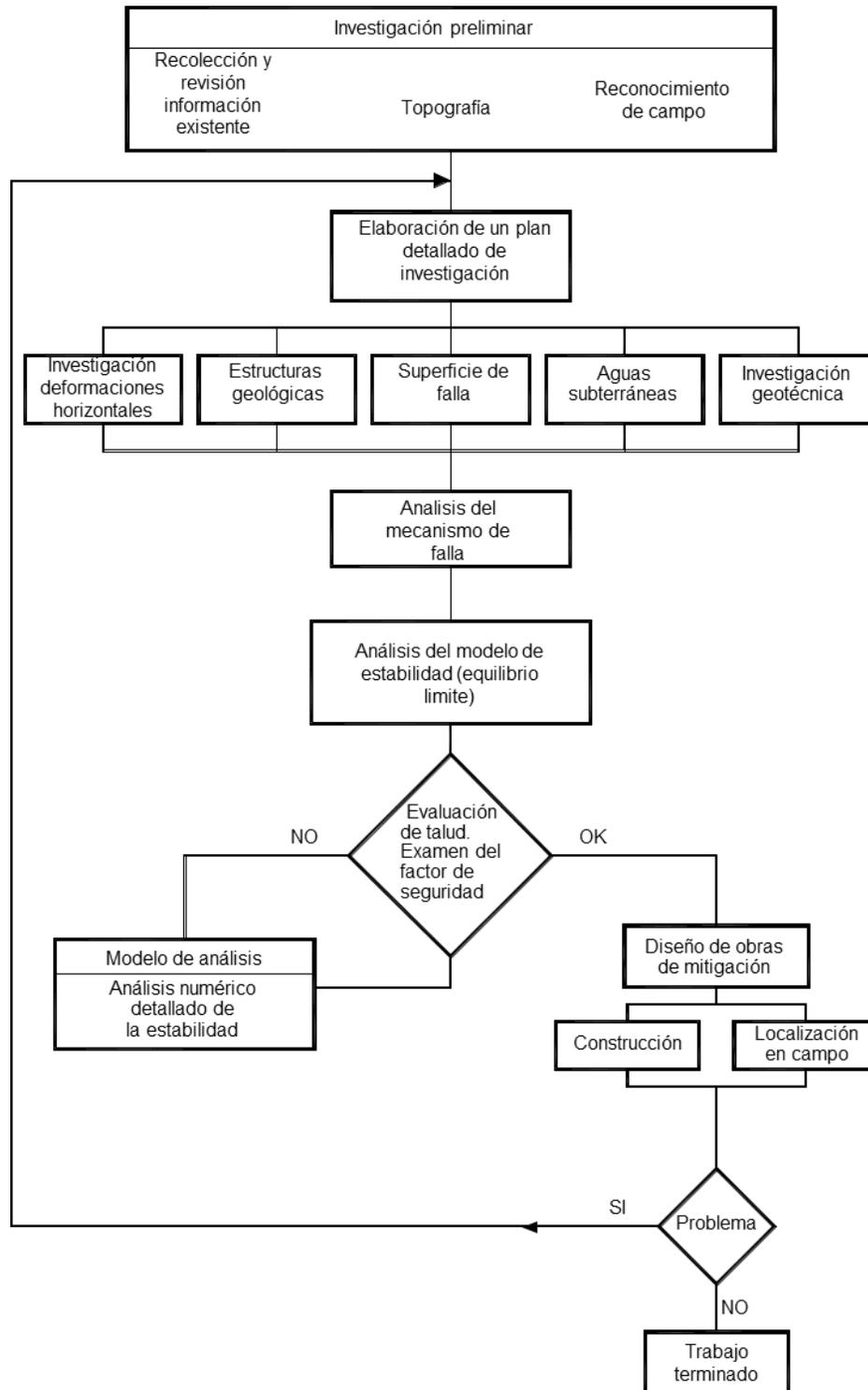


Figura 49 -Diagrama de flujo para la investigación y análisis de deslizamiento.

El análisis y la evaluación de un deslizamiento generalmente requiere de experiencia del profesional encargado; sin embargo, la experiencia puede ser mala consejera, porque lo que ocurrió en un sitio no es necesariamente lo que está ocurriendo en un sitio distinto, así los factores exteriores lo sugieran. La tecnología de la estabilidad de taludes ha tenido un gran desarrollo en los últimos años y existen una gran cantidad de herramientas para la recolección de datos, ensayos de laboratorio, así como programas de software para el modelamiento (Figura 44).

El trabajo de campo es el más costoso y el que mejor información puede proveer para un análisis detallado conjuntamente con el del laboratorio. En contraste, el análisis de la información y modelación matemática o numérica es más económica.

El anterior problema ha conducido con mucha frecuencia a que se realicen evaluaciones numéricas muy precisas utilizando información de muy baja calidad o inexistente (Janbú, 1996).

6.2.3 Investigación básica, geológica y geotécnica

6.2.3.1 Planos topográficos

Generalmente, se requiere elaborar planos topográficos diseñados específicamente para el proyecto. En los planos topográficos se pueden detectar los deslizamientos de acuerdo al procedimiento siguiente

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

- ✓ En el plano topográfico se pueden identificar, además, los sitios de deslizamiento, canales de flujo o zonas de acumulación (Figura 44)

6.2.3.2 Mapas geológicos

La información sobre la geología local de El Salvador es común encontrarla en mapas geológicos o artículos técnicos de revistas de geología o publicaciones de universidades.

Aunque el mapa geológico en sí puede no especificar la presencia de deslizamientos o terrenos susceptibles a movimientos del talud, esta información puede inducirse por la relación estrecha que existe entre la geología y la inestabilidad de los taludes.

El análisis de la geología regional es el primer paso en el estudio de taludes. Para el Salvador solo se presenta de forma general el mapa es de carácter descriptivo teniendo los tipos de formación entre las que podemos encontrar: Formación Cuscatlán, Chalatenango, Morazán etc.

Generalmente, un caso de deslizamiento no se presenta solo sino que es un evento dentro de una serie de eventos que han ocurrido, están ocurriendo y ocurrirán en la misma formación geológica y topográfica. En el mapa de El Salvador solo se puede obtener a nivel descriptivo.

Tres criterios importantes para mapas de deslizamientos de tierras Los tres tipos de mapas de deslizamientos de más gran utilidad para los planificadores y el público en general son:

- Los inventarios de deslizamientos de tierra,
- Los mapas de susceptibilidad a deslizamientos, y
- Los mapas del riesgo de deslizamientos de tierra.

6.2.3.3 Mapas agrícolas y de suelos

Los estudios agrícolas presentan un concepto tridimensional sobre la extensión horizontal y el perfil vertical de cada unidad de suelo.

Adicionalmente se encuentran ensayos de composición química y pH que son de gran ayuda en la identificación del tipo de suelo presente en el sitio. En algunos planos aparece la profundidad hasta la roca, distribución, granulométrica y ensayos especiales. Comúnmente existen entidades gubernamentales encargadas de editar y vender este tipo de mapas y estudios de suelos para uso agrícola.

6.2.3.4 Información sísmica.

La información sísmica es determinante para el análisis de un deslizamiento. En la mayoría de los países se tienen bases de datos históricos de sismos.

6.2.3.5 Análisis de estudios anteriores del sitio o la zona

Se deben analizar los estudios geotécnicos realizados anteriormente en sitios cercanos, sondeos, ensayos, e información de deslizamientos anteriores. En áreas urbanas se puede obtener información muy valiosa en las oficinas de planeación de las municipalidades y en los centros de documentación de las empresas de servicios públicos.

6.3 Investigación preliminar del sitio

La investigación preliminar es tal vez la más importante desde el punto de vista conceptual y tiene como objeto recolectar la información básica general para entender los procesos que ocurren en el talud o el deslizamiento. “Previamente” a la visita de campo se debe realizar un análisis general de la información existente y definir claramente el área de interés.

Es importante obtener la siguiente información si se encuentra disponible (Cornforth, 2005):

- ✓ Informe de investigaciones anteriores del sitio y sectores aledaños.
- ✓ Planos topográficos existentes.
- ✓ Fotos aéreas.
- ✓ Imágenes de Google-earth y otras disponibles en internet.
- ✓ Mapas disponibles en internet.
- ✓ Fotos históricas relevantes.
- ✓ Mapas geológicos regionales y/o locales.
- ✓ Información de periódicos, videos, etc.

6.3.1 Visita de reconocimiento

La visita es la parte más importante del trabajo preliminar, especialmente si es posible visitar el deslizamiento a pocas horas de ocurrido e incluso si el deslizamiento ocurrió hace varios meses. La visita ofrece una visión tridimensional y se puede obtener una cantidad muy grande de información. Se obtiene el tipo o clasificación de los movimientos, sistemas de agrietamiento, tipo de suelo, afloramientos de agua y al final de la visita con mucho “sentido común”, se puede tener una visión global que puede equivaler a más del 50% de la solución del problema planteado.

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. Los usos de la tierra, la irrigación para agricultura y otros factores en sitios aledaños pueden tener influencia determinante.

6.3.1.1 Área a visitar

El área a visitar debe incluir los taludes afectados o que se requiere analizar y las regiones adyacentes que pueden contribuir a las causas de los movimientos.

6.3.1.2 Tiempo para una visita de reconocimiento

El grupo debe gastar al menos dos o tres horas en un sitio de deslizamiento pequeño y al menos ocho horas en un deslizamiento de gran magnitud.

6.3.1.3 Actividades para la inspección preliminar

En la visita de inspección preliminar se deben realizar entre otras las siguientes actividades:

- Elaboración de un plano en planta del deslizamiento con la ayuda de un GPS.
- Elaboración de un perfil o sección a lo largo del movimiento.
- Identificación de los elementos geológicos, geotécnicos y ambientales relevantes.
- Toma de fotografías desde diferentes puntos. De arriba hacia abajo, de abajo hacia arriba, desde los lados y vistas generales desde sitios aledaños.
- Caracterización de los movimientos y evidencias.
- Cuantificación de todos los parámetros topográficos, geológicos, geotécnicos etc., que sea posible medir en la visita.
- Análisis de vías de acceso para equipos de exploración.

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

- ✓ Investigar la propiedad de la tierra y la necesidad de permisos para los estudios detallados.

- ✓ Después de la visita se requiere re-estudiar la información geológica y topográfica inicial y realizar las modificaciones respectivas.

6.3.1.4 Elaboración de planos preliminares

Una vez se ha localizado con GPS la línea base, se debe proceder a identificar los límites del deslizamiento y los elementos topográficos y geológicos importantes tales como grietas, afloramiento de roca, hundimientos, empozamientos, etc.

Posteriormente en la se debe elaborar el plano de detalle utilizando un programa de computador.

6.3.2 Observaciones a realizar de un deslizamiento.

Las condiciones de inestabilidad de un sitio no son necesariamente obvias en la investigación de campo. En ocasiones hay evidencias claras de la inestabilidad, pero es común que una amenaza de movimiento no sea detectada a simple vista.

Parkhurst (2000) propuso una metodología para la identificación de sitios inestables. Este procedimiento consiste en darle una calificación a una serie de factores o indicadores de estabilidad, en forma similar a como se elaboran los mapas de amenaza a los deslizamientos y de acuerdo a la calificación se investigan a detalle los sitios con más alta calificación de amenaza.

Escarpes: altura, pendientes, suelos y rocas expuestos.

Grietas: localización, longitud, desplazamientos verticales, anchos horizontales.

Pie del deslizamiento: describir el levantamiento y otras alteraciones.

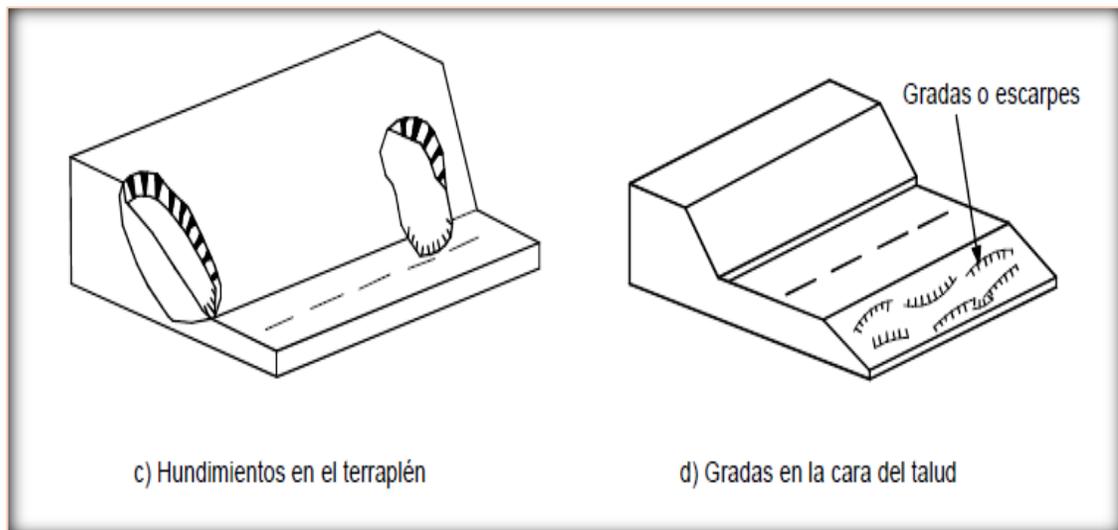
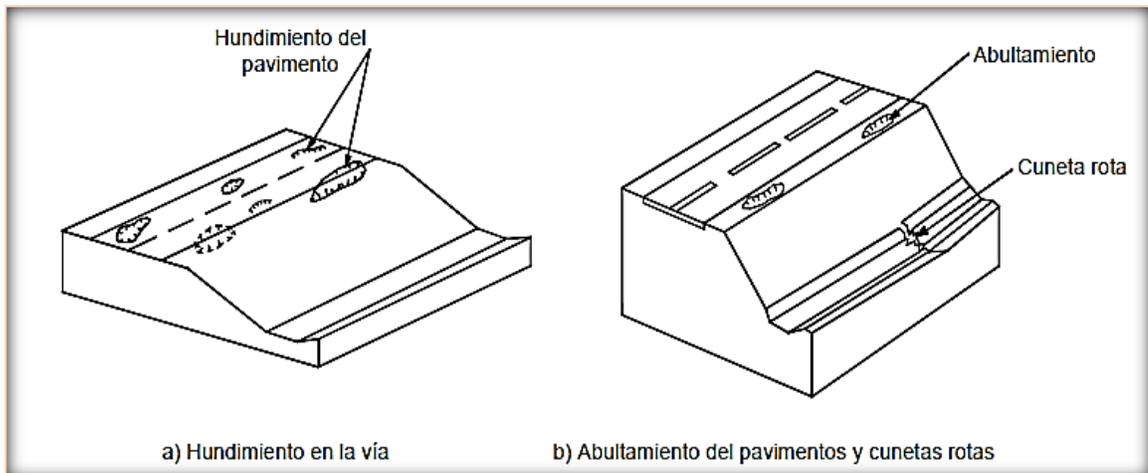
Afloramientos de agua: localización y áreas afectadas. Comúnmente los nacimientos o afloramientos de agua pueden estar acompañados de deslizamientos del terreno.

Corrientes de agua: localización y caudales estimados.

Elementos antrópicos: vías, casas, torres de energía, zanjas, etc., indicando grietas, inclinación y distorsión.

Afloramientos de roca o suelo: descripción, dureza, y estructura.

Arboles: tipo de árbol, alturas, inclinación debida al movimiento. La orientación de los troncos de los árboles permite determinar el tipo y actividad de los movimientos y la edad de los deslizamientos. Si los movimientos son recientes, los árboles se encuentran inclinados y semi-rectos. Si los movimientos son antiguos se puede observar curvatura en la forma del tronco hacia atrás.



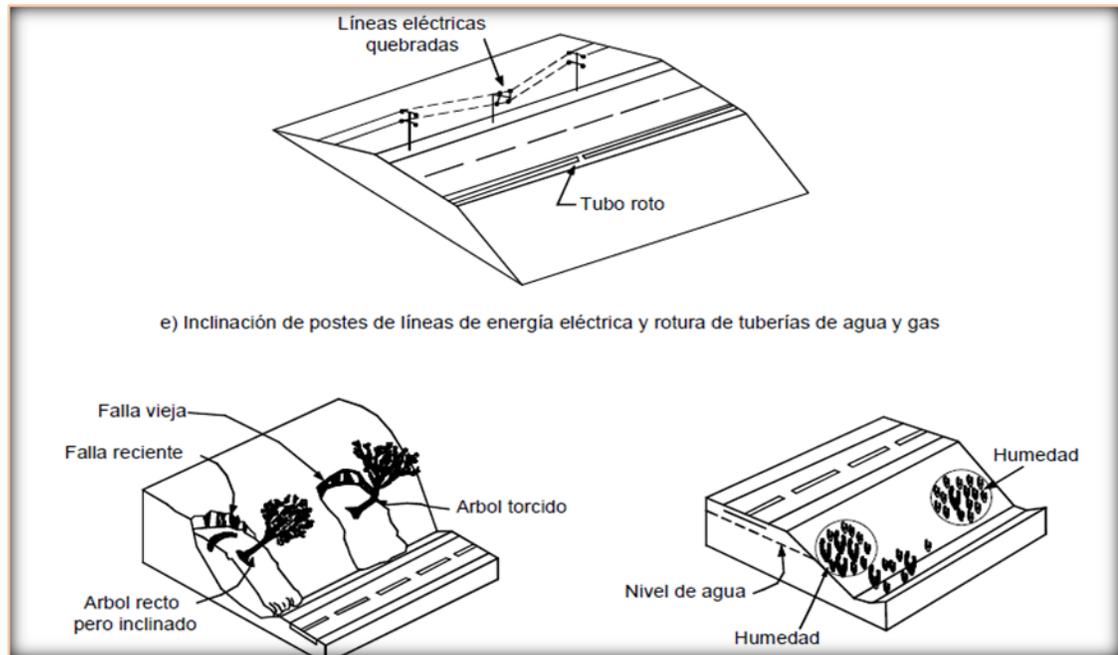


Figura 50 -Observaciones ante deslizamientos

Levantamientos, hundimientos o fisuras: Los deslizamientos generan levantamientos, escarpes y otras modificaciones en el relieve.

Árboles o cercas inclinadas: Generalmente los árboles se inclinan arriba del movimiento, aunque en ocasiones también se mueven hacia abajo.

Existencia de estructuras de contención: anteriores y su estado.

Grietas de tensión: Los movimientos del terreno generalmente producen grietas de tensión en el suelo. Las grietas paralelas a los taludes son indicativos de deslizamiento de rotación. Es muy importante mapear los patrones de agrietamiento para identificar los movimientos.

Drenajes nuevos.

Cárcavas de erosión: Las cárcavas de erosión pueden estar relacionadas con deslizamientos de tierra.

Presencia de gradas: Las gradas continuas o discontinuas son síntomas de movimiento del terreno.

Presencia de subdrenes. Anteriores y su estado.

Evidencias de que se ha requerido mantenimiento excesivo.

Estructuras rotas: Las estructuras de concreto o metálicas se rompen por acción de los movimientos. Por ejemplo, se observan desplazamientos en los guardarrieles de las vías. Las características de las grietas permiten determinar el tipo de movimiento:

- ✓ Desplazamientos en los postes de conducción de energía.
- ✓ Desplazamientos, asentamientos y agrietamientos de vías: Estos movimientos son muy claramente visibles, especialmente en vías pavimentadas.

Los deslizamientos generalmente producen aberturas o grietas de tensión sobre el pavimento. Igualmente, se deben identificar los hundimientos de los terraplenes, los movimientos de materiales hacia la vía y las grietas continuas en el pavimento y en los taludes.

- ✓ Presencia de bloques de roca.
- ✓ Remoción de vegetación.
- ✓ Sistema de drenaje irregular.
- ✓ Afloramientos de agua

Tipo de movimiento	Corona	Escarpe principal	Costados	Punta
Caído o inclinación	Aparecen grietas detrás del escarpe.	Casi vertical activo y con desmoronamientos	Con frecuencia son casi verticales.	Irregular.
Deslizamiento rotacional	Grietas numerosas, curvas y cóncavas hacia el deslizamiento.	Fuerte pendiente a casi vertical, desnudo con estrías en la superficie.	Grietas diagonales. Estrías con componente vertical importante. Va disminuyendo de altura hacia la punta.	Levantamiento del terreno con árboles inclinados a varios ángulos. Materiales que se enrollan unos sobre otros.
Deslizamiento de traslación	Grietas casi verticales, paralelas a las líneas de nivel.	Casi vertical en la parte superior y ligeramente inclinado en la parte baja.	Escarpes de baja altura con grietas verticales que divergen hacia abajo.	Material revuelto o traslapado.
Flujo seco	No hay grietas.	Con forma de embudo al ángulo de reposo.	Curva continua hacia el escarpe principal.	Lenguas que pueden traslapar los materiales.
Flujo húmedo o avalancha	Muy pocas grietas.	Forma de V y Comúnmente estriado.	Parte alta con fuerte pendiente e irregular y puede presentar diques depositación en las partes bajas.	Se esparce lateralmente en lóbulos con un frente alto.
Flujo de tierra	Puede tener algunas grietas.	Es cóncavo hacia el deslizamiento y a veces casi circular	Son curvos y tienen lados de pendiente fuerte.	Es esparcido y lobulado con material enrollado y con árboles inclinados y mezclados con el suelo.
Flujo de arena o limos	Tiene algunas grietas	Es de pendiente fuerte y cóncavo hacia el deslizamiento. En ocasiones en forma de botella.	Comúnmente diverge en dirección del movimiento.	Es esparcido y lobulado.

Tabla 38 -Guía de campo para análisis de detalles de deslizamientos (Rib y Liang, 1978).

6.3.2.1 Estudio topográfico

La topografía de un sitio de deslizamiento produce información básica para el análisis de los movimientos. Los mapas topográficos precisos son esenciales para la elaboración de los modelos y el diseño de las obras de mitigación, remediación o estabilización.

Los conocimientos preliminares utilizan los planos topográficos existentes.

Los levantamientos topográficos tienen los siguientes objetivos:

- Establecer controles en tierra para el mapeo fotogramétrico y la instrumentación.
- Obtener detalles topográficos, especialmente de aquellos factores ocultos por la vegetación.
- Determinar los perfiles topográficos para los análisis de estabilidad.
- Establecer un marco de referencia sobre el cual puedan compararse los movimientos futuros del terreno.

Los mapas topográficos deben incluir la localización y representación lo más precisa posible de agrietamientos, levantamientos del terreno y afloramientos de agua. Los agrietamientos especialmente en los bordes laterales del deslizamiento en ocasiones se ocultan dentro del pasto, hojas y raíces y éstas deben ser descubiertas para el levantamiento topográfico.

DESLIZAMIENTO ACTIVO	DESLIZAMIENTO INACTIVO
Escarpes terrazas y hundimientos con bordes puntiagudos.	Escarpes terrazas y hundimientos con bordes redondeados.
Movimientos de masa secundarios sobre las caras de los escarpes.	No hay movimientos de masas secundarios sobre las caras de los escarpes.
Superficies de ruptura frescas y con estrías	No aparecen estrías en la superficie de ruptura.
Bloques con superficies fracturadas frescas	Bloques con superficies fracturadas meteorizadas
Sistema de drenaje irregular con empozamientos y depresiones	Sistema de drenaje integrado al paisaje
Diques de depositación en el perímetro del deslizamiento.	Sectores de dique erosionados.
Solo aparece vegetación de rápido crecimiento sobre las áreas de ruptura.	Aparece vegetación de crecimiento lento sobre las áreas de ruptura.
No aparece formación de suelo nuevo sobre la superficie de ruptura expuesta	Aparece suelo nuevo u oxidado sobre las superficies de ruptura expuestas.
Vegetación en estado muy diferente dentro y fuera del área deslizada	Vegetación muy similar dentro y fuera del área deslizada
Árboles inclinados pero no torcidos	Árboles curvados o torcidos
No aparecen capas secundarias de soporte en los troncos de los árboles.	Aparecen capas secundarias de soporte en los troncos de los árboles

Tabla 39 Detalles que indican actividad o inactividad de deslizamientos (Crozier, 1984). –

6.3.2.2 Estudio geotécnico

El Estudio Geotécnico tiene por objeto obtener todos los parámetros para modelar los procesos de inestabilidad y diseñar las obras de mitigación y remediación.

El área a investigar depende del tamaño del proyecto y de la extensión de los factores geológicos y topográficos que afectan el problema a estudiar. Cuando se buscan movimientos potenciales que no se han desarrollado, el área a investigar no se puede determinar por adelantado.

- ❑ Los deslizamientos deben relacionarse con áreas estables a su alrededor.
- ❑ Los deslizamientos son en general mucho más extensos que lo que se cree inicialmente.
- ❑ Como regla general, el área a estudiar debe ser al menos el doble del área que se presume comprende el problema.

El área debe incluir las fuentes de agua subterránea y superficial, y las estructuras. La profundidad de la investigación es todavía más difícil de definir, los sondeos deben profundizarse hasta identificar los materiales estables por debajo de los movimientos reales o potenciales.

Las especificaciones de los estudios deben ser flexibles para permitir la adición de cantidades suficientes de sondeo que con mucha frecuencia se van a requerir.

El periodo de estudio debe incluir periodos lluviosos y secos, y por lo menos, debe obtenerse información de un año de duración, aunque es común que los fenómenos climáticos críticos tarden 10 a 20 años en repetirse en su máxima actividad. Todo talud debe diseñarse para algo más que las peores condiciones climáticas que se esperen, de lo contrario se puede llegar a conclusiones optimistas las cuales tienen un nivel alto de incertidumbre lógicas que puedan afectar la estabilidad.

6.3.3 Sondeos y muestreos

La exploración subsuperficial incluye sondeos, ensayos de campo y algunos ensayos en laboratorio para determinar algunas características de los suelos.

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

6.3.3.1 Método de sondeo.

Existen diferentes métodos de sondeos, algunos no son muy frecuentes en nuestro país, debido a su costo, falta del equipo necesario y de operadores especialmente capacitados para llevarlos a cabo.

6.3.3.2 Número y profundidad de los sondeos

El objetivo del programa de exploración, es establecer con el mejor detalle posible el perfil estratigráfico y las propiedades de los suelos y rocas que afectan el comportamiento de un talud o la ocurrencia de un deslizamiento.

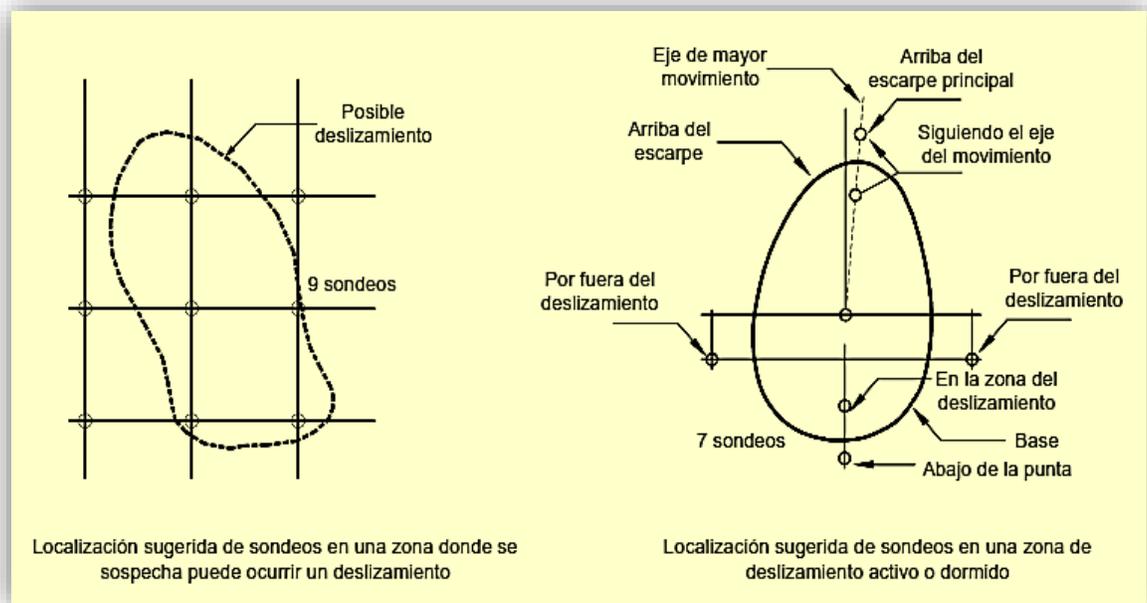


Figura 51 -Localización sugerida general de sondeos para estudios de deslizamientos

6.3.3.3 Tipo de perforación o sondeo

Aunque existe una gran diversidad de prácticas de perforación, el Ingeniero generalmente debe escoger entre los equipos disponibles en la localidad.

Entre los equipos que se utilizan para el estudio de deslizamientos se encuentran los siguientes:

6.3.3.4 Perforación a rotación.

La perforadora rotación utiliza brocas o triconos. Existen varias formas de perforar avanzando la camisa de perforación adelante.

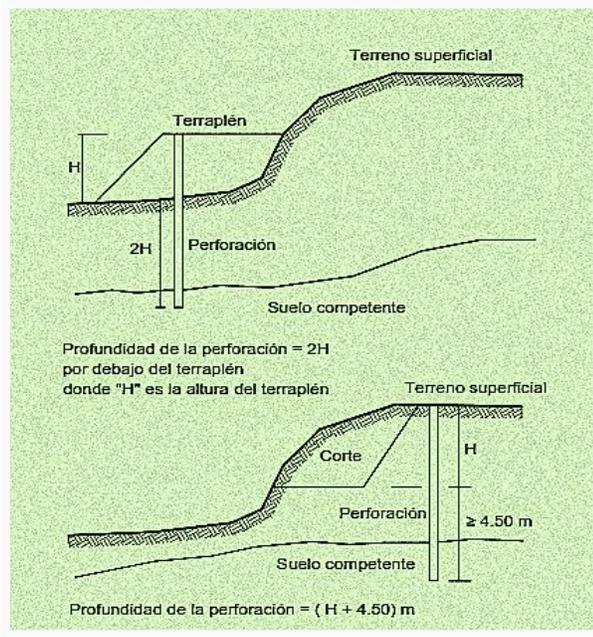
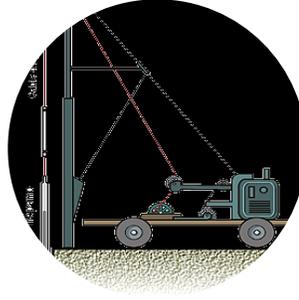


Figura 52 -Profundidad de sondeos recomendados para terraplenes y cortes de carretera



Sondeos a rotación.

Los sondeos a rotación pueden perforar cualquier tipo de suelo o roca hasta profundidades muy elevadas y con distintas inclinaciones. La profundidad habitual no excede los 100 metros, aunque pueden alcanzarse los 1,000 metros.



Sondeos a percusión.

Se utilizan tanto en suelos granulares como en suelos cohesivos, pudiendo atravesar suelos de consistencia firme a muy firme. Este tipo de sondeos puede alcanzar profundidades de hasta de 30 ó 40 metros, si bien la más frecuentes son de 15 a 20 metros.



Penetrómetros de cono.

Da información de espesores de suelo suelto y profundidades de roca y provee información general sobre la calidad de los mantos de suelo. No se obtienen muestras ni se identifican los estratos.

Figura 53 -Tipos de sondeos



Calicatas.

Las calicatas, zanjas, rozas, pozos, etc ,consisten en excavaciones realizadas mediante medios mecánicos convencionales, que permiten la observación directa del terreno a cierta profundidad, así como la toma de muestras y la realización de ensayos en campo.

Barrenos.

Permite definir el perfil estratigráfico en suelos granulares y algunos tipos de arcilla.
Las muestras son alteradas y la penetración en suelos duros es muy difícil.

Penetración Estándar

Método rápido y eficiente de determinar la resistencia de los materiales y al mismo tiempo recuperar las muestras. Las muestras son alteradas y en materiales muy duros se produce rechazo.

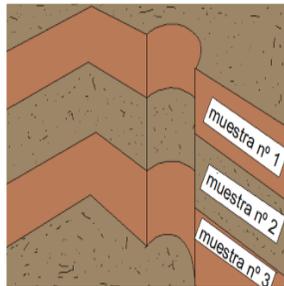
Figura 54 - Sondeos

6.3.4 MUESTREO.

De los sondeos se pueden obtener dos tipos de muestras: muestras alteradas y muestras 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.

6.3.4.1 Muestreo alterado.

Las muestras alteradas son utilizadas para ensayos de clasificación de suelos y visualizar el perfil y la superficie de falla.



Toma muestras en un sondeo a cielo abierto.

Muestra alterada extraída con barreno.



Toma de muestras en Zanjas abiertas

Figura 55 -Muestreo alterado

6.3.4.2 Muestreo inalterado.

Las muestras inalteradas se utilizan para determinar las propiedades mecánicas del suelo, en ensayos de resistencia y compresibilidad.



Ahondamiento en excavacion.



**Proteccion de muestra inalterada
con parafina.**



Empacamiento de muestras

Figura 56 -Muestreo Inalterado

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

Tabla 40 -Clases de calidad del muestreo (Oficina de Control Geotécnico, 1984).

Existen muchos de los casos en los que no se puede acceder a un talud en particular, por razones de inestabilidad o por desprendimientos constantes que se nos hace inseguro de acceder a la toma de las muestras respectivas por lo cual es recomendable hacer lo siguiente:

6.3.5 Reconocimiento del sitio para establecer zonas seguras.

- Caracterizar el material por medio de una descripción visual - manual y así, saber cuáles son los parámetros desfavorables.



- Establecer el reconocimiento del sitio para determinar las zonas seguras de muestreo.
- Indagar la sismicidad de la zona.
- Hacerse acompañar de una o más personas del lugar, que tengan conocimientos sobre la inestabilidad de taludes en la carretera.
- No hacer muestreos en días inmediatos a periodos de lluvia intensos en el sitio.

6.3.5.1 ¿Qué tipo de movimientos puede tener un talud inestable en la carretera?

La inestabilidad de una ladera provoca el movimiento pendiente abajo de suelos, rocas y vegetación bajo la influencia de la gravedad.

Los materiales se mueven a través de diferentes mecanismos:

- Caídos.
- Derrumbes.
- Deslizamientos y flujos.



Ilustración 36- Causas de los deslizamientos.

6.3.5.2 ¿Cómo puedo darme cuenta que un talud es inestable?



Como medida preventiva, es importante familiarizarse con algunas señales y manifestaciones superficiales que nos permitan percibir a simple vista cuándo se está iniciando o se encuentra en proceso franco de desarrollo algún movimiento de talud.



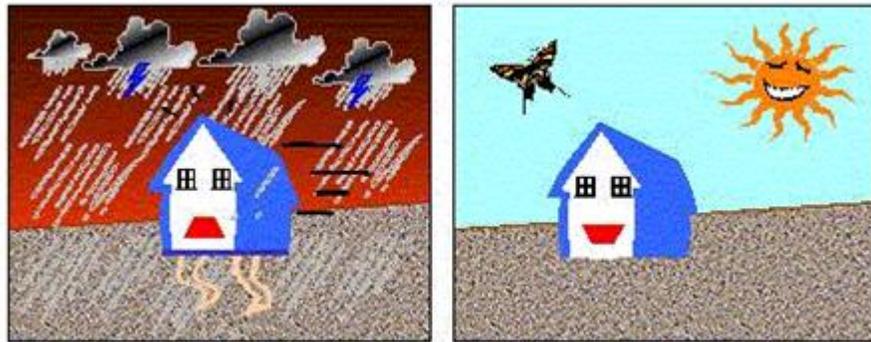
Se presentan abultamientos en las superficies al pie de la ladera, es decir, en la parte inferior (fotografía izquierda).

Formación de bloques en diferentes niveles, muy similares a escalonamientos o terrazas. También es de suma importancia informar de la aparición repentina de manantiales.

6.3.5.3 ¿Dónde y cuándo pueden ocurrir estos movimientos?

Los movimientos de las laderas ocurren cuando el pie (parte inferior) o alguna otra parte del cuerpo de los cerros o de las montañas se ven afectadas por causas naturales o artificiales. Entre las causas naturales más comunes se encuentra el reblandecimiento del terreno por el agua de la lluvia, los sismos, la erosión y socavación que causan los ríos al pie de los cerros. Las causas artificiales están, en algunos casos, relacionadas con las excavaciones o cortes que se realizan para extraer materiales, construir carreteras o preparar el terreno para la construcción de casas. Además de estas causas, existen otros factores que determinan la inestabilidad de las laderas; éstos son el clima, el tipo de rocas (geología), la forma del terreno (topografía) y la deforestación.

Influencia del clima.

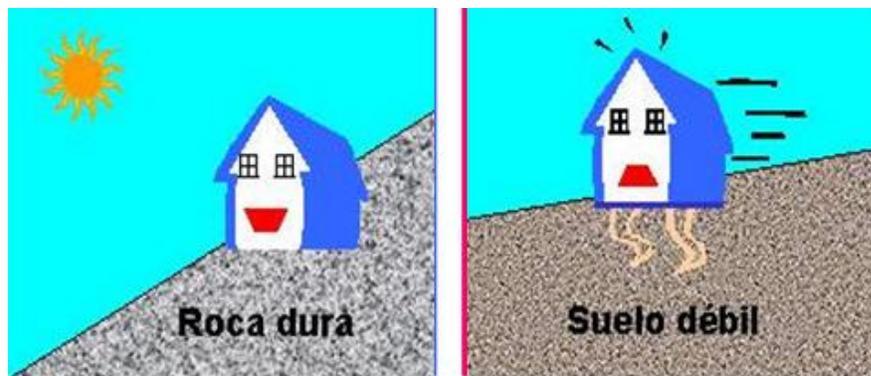


Las regiones con pendientes fuertes o gran inclinación favorecen en muchos casos la inestabilidad de las laderas.

☐ **Influencia de la inclinación o pendiente**

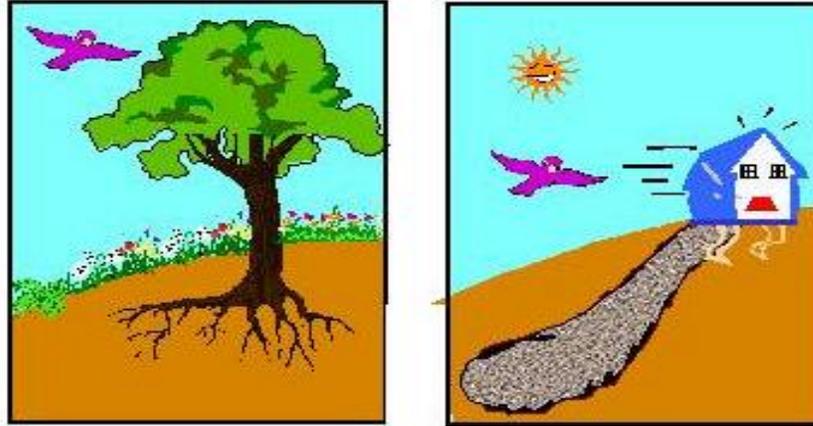


Sin embargo, este desequilibrio que se origina en ellas está determinado por el tipo de materiales que las componen y su resistencia a factores externos.



Las laderas pueden estar formadas por diferentes materiales, tales como rocas, fragmentos de rocas, suelo o una combinación de todos ellos. Estos materiales tienen diferente resistencia por lo que se comportan de manera distinta en las laderas. Los materiales más débiles tienden a caerse con mayor facilidad.

Influencia de la vegetación



- Para el caso de extracción de muestras, se hace una toma de muestras alteradas de la parte segura del talud, cuando no se pueda acceder de alguna forma a este por condiciones de estabilidad.

Para casos en que haya desprendimientos constantes en la zona a evaluar y sean nulas las posibilidades de poder realizar todas las pruebas correspondientes a esta investigación se presentan las pruebas siguientes.

Ensayo	Norma
Densidad de Campo(Método de cono de arena)	ASTM D-1556
Método de Ensayo para Límite líquido, Plástico e Índice de plasticidad de los suelos.	ASTM D-4318
Descripción e Identificación de suelos, procedimiento Visual- Manual	ASTM D-2488
Granulometría	ASTM D-422-90
Ensayo de Corte Directo	ASTM D-3080-98

Tabla 41 - Pruebas requeridas

6.4 Prospección Geofísica aplicada a la Geotecnia.

Los costos de investigación pueden ser muy altos cuando los deslizamientos son muy grandes, geológicamente complejos o topográficamente difíciles. El uso de técnicas de prospección geofísica es una alternativa para obtener información a un costo razonable.

Los ensayos geofísicos son generalmente la forma más rápida y económica de obtener información sobre las características de los perfiles del subsuelo en áreas relativamente grandes.

Los ensayos geofísicos dependen de las relaciones de las condiciones del suelo con otras características físicas y se requiere de un experto geofísico para su interpretación. Estas técnicas no reemplazan los sondeos y deben utilizarse con un control de campo muy estricto. Es recomendable el control de los resultados utilizando sondeos.

6.4.1 Resistividad

El ensayo de resistividad consiste en la colocación de una corriente eléctrica a través del suelo y realizar mediciones de la resistividad del material. Los sondeos eléctricos y electromagnéticos generalmente, miden la resistencia de la corriente eléctrica a través de los materiales de suelo.

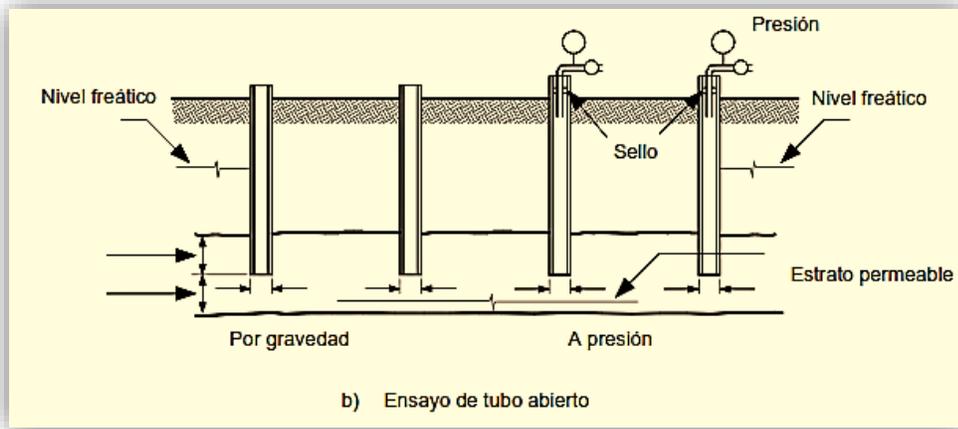
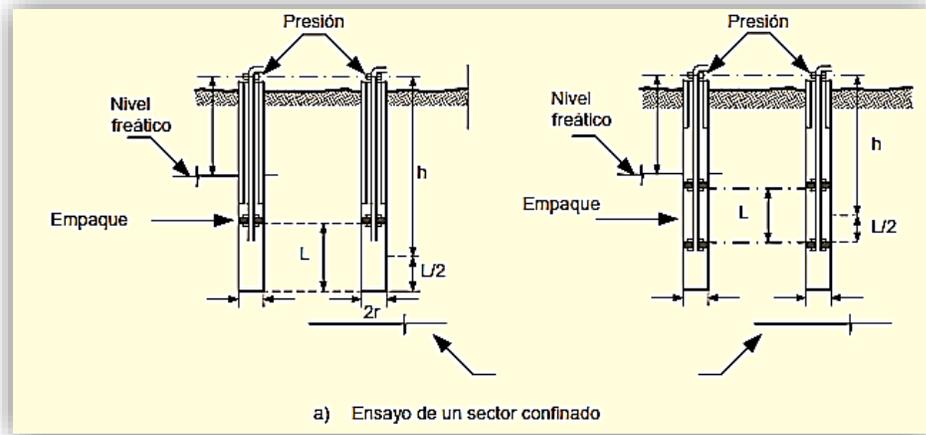


Figura 57 -Ensayo de permeabilidad en campo.

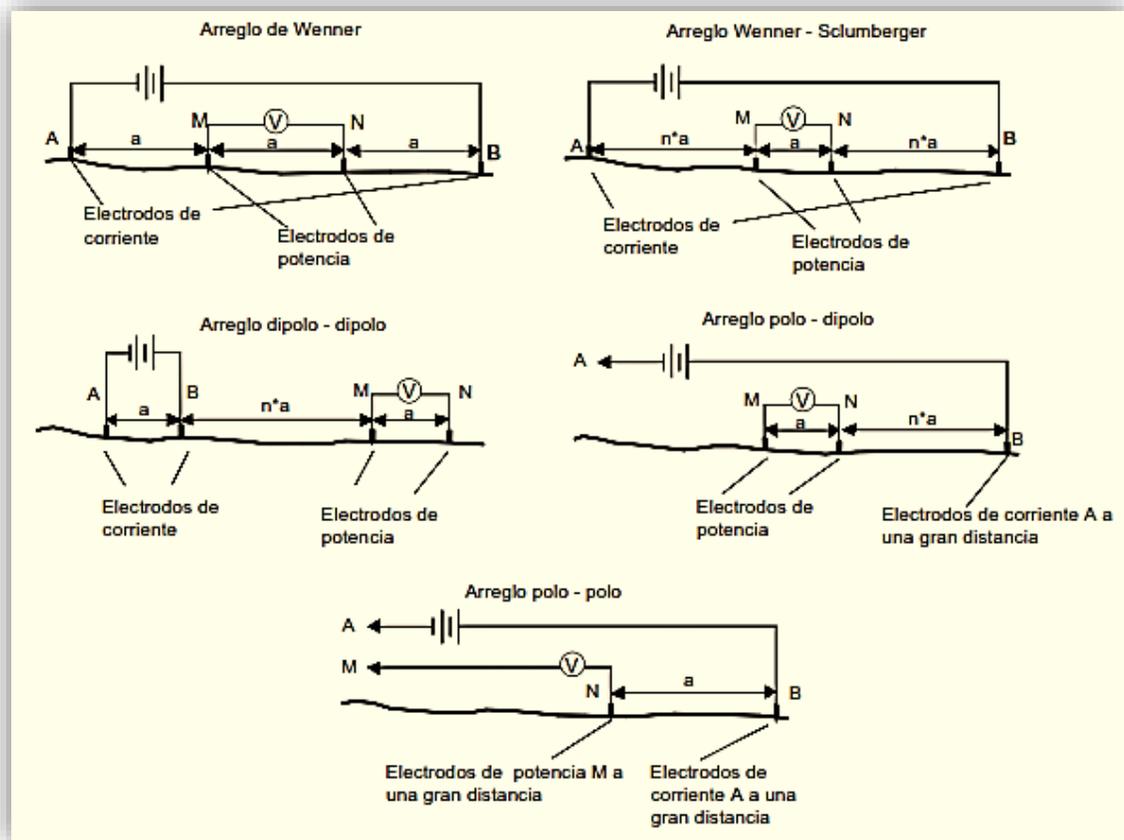


Figura 58 -Variaciones en el arreglo de electrodos para ensayos de resistividad eléctrica. (Hack, 2000)

La técnica puede utilizarse para efectuar sondeos eléctricos o para mapear perfiles de resistividad.

La resistividad aparente del terreno es una función de las características de la litología y de la humedad o contenido de agua del terreno (tabla 53)

Los ensayos de resistividad pueden utilizarse para determinar perfiles verticales y perfiles horizontales, dependiendo de la forma como se realice.

La mayor ventaja de los ensayos de resistividad es la facilidad de transporte y simplicidad de los instrumentos y la mayor desventaja es la interpretación difícil de las medidas, especialmente en aquellas áreas donde los estratos no son horizontales y las estructuras son complejas. Es muy frecuente que se presenten errores en la interpretación de los ensayos geo-eléctricos.

Material	Resistividad (ohm-cm)
Arcilla o limo saturado	0-10.000
Arcilla arenosa	10.000-25.000
Arena arcillosa	25.000-50.000
Arena	50.000-150.000
Grava	150.000-500.000
Roca meteorizada	100.000-200.000
Roca sana	150.000-4.000.000

Tabla 42 -Valores típicos de resistividad (Peck y otros)

6.4.2 Sondeos electromagnéticos

El método electromagnético se puede usar de forma análoga al de resistividad eléctrica directa utilizando una frecuencia electromagnética baja y una separación pequeña entre elementos. En esta forma la amplitud de fuera de fase del campo secundario es directamente proporcional a la conductividad.

6.4.3 Refracción sísmica

Los sondeos sísmicos incluyen la refracción y otras técnicas acústicas. Todos ellos se basan en el hecho de que las propiedades elásticas de los materiales de suelo y roca determinan la velocidad de las ondas que se propagan a través de ellos.

Material	Velocidad (m/seg.)
Aire	360
Arena seca	400 a 1000
Arcilla	300 a 1800
Roca ígnea o metamórfica meteorizada	450 a 3700
Roca sedimentaria meteorizada	300 a 3000
Roca metamórfica sana	1000 a 6000
Basalto sano	1000 a 4300
Caliza	500 a 6700

Tabla 43 -Velocidades sísmicas típicas de materiales (Anon 1995)

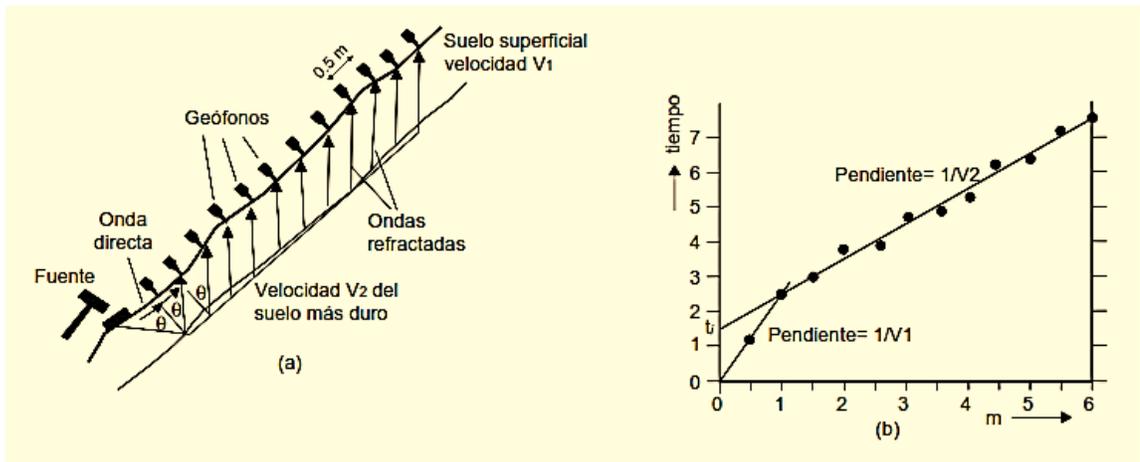


Figura 59-Esquema de un ensayo de refracción sísmica en un talud donde el manto duro es paralelo a la pendiente.

6.4.4 Monitoreo micro sísmico (Método geoacústica).

Los cambios en esfuerzos y deformaciones en el suelo o roca en un deslizamiento generan una actividad micro sísmica de ondas elásticas de baja intensidad. El método geoacústica monitorea las ondas micro sísmicas elásticas naturales que emite el terreno a causa de la deformación producida por los esfuerzos (Blaha, 1996).

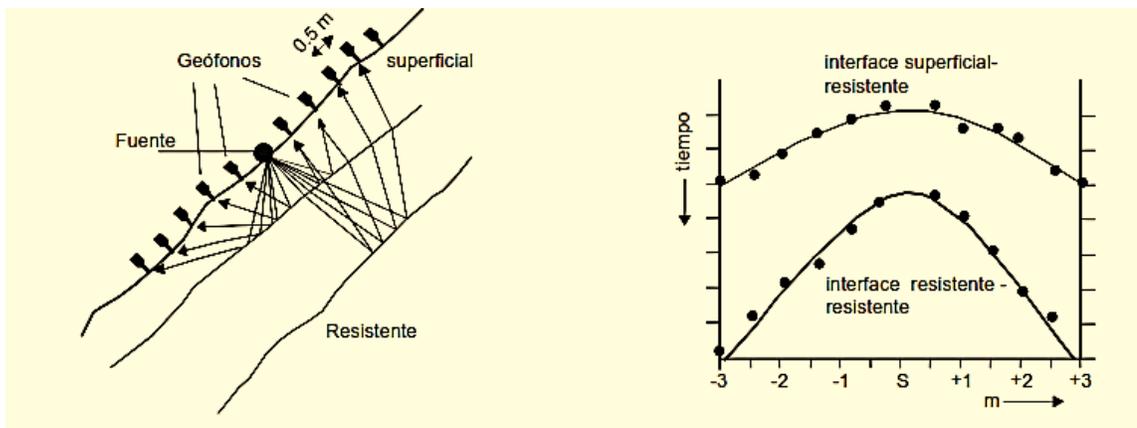


Figura 60 -Esquema de una prospección de reflexión sísmica. (a) trayectorias de las ondas. (b) tiempo contra distancia de la llegada de las ondas reflejadas por las dos capas

6.5 Ficha preliminar para reconocimiento del sitio

I. DATOS BASICOS.

a) Datos de registro

N° registro. _____ Fecha _____

Institución. _____

b) Localización del Movimiento:

Sitio _____

Localidad. _____

Forma de acceso _____ (Ver anexo)_

Municipio. _____ Departamento. _____

Longitud. _____ (Geográfica) _____

Latitud. _____

Cuadrante de la hoja topográfica: _____ Escala: _____

Observaciones: _____

II. DATOS TECNICOS

a) Características del movimiento de taludes.

Tipo de movimiento y subtipo.

Deslizamiento	Flujo	Desprendimiento
<input type="checkbox"/> Rotacional	<input type="checkbox"/> Detritos	<input type="checkbox"/> Caída aislada
<input type="checkbox"/> Simple	<input type="checkbox"/> Lodo	<input type="checkbox"/> Caída de Bloque
<input type="checkbox"/> Múltiple	<input type="checkbox"/> No determinado	<input type="checkbox"/> Derrumbe
<input type="checkbox"/> Traslacional		<input type="checkbox"/> Complejo
<input type="checkbox"/> No determinado		

Otros Tipos:

<input type="checkbox"/> Vuelcos	<input type="checkbox"/> avalanchas de Detritos
<input type="checkbox"/> Extrusión lateral	<input type="checkbox"/> reptación /superficial
<input type="checkbox"/> Complejo	<input type="checkbox"/> Hundimientos
	<input type="checkbox"/> Desconocido

OBSERVACIONES: _____

- Movimiento localizado
- Edad de movimiento**
- Reciente Histórico Fósil
- Grado de actividad**
- Activo Poco activo Inactivo
- Grado de Desarrollo:**
- Nulo Avanzado Detenido

b) Factores desencadenantes

- Precipitaciones intensas(máximas intensidades)
- Precipitaciones prolongadas (hora/día de lluvia y cantidad en mm)
- Erosión o socavamiento en la base del talud
- Movimiento sísmico
- Actividad Volcánica
- Tormentas/huracanes
- Actividad biológica (vegetación)
- Actividad antrópica (rellenos, cambios en prácticas agrícolas, obra civil.)
- Cambios de geometría original del talud.

c) Factores condicionantes:

- Materiales blandos, meteorizados o alterados
- Alternancia de materiales de distinta a competencia

- Alternancia o contacto de materiales permeables e impermeables
- Estructura desfavorable
- Presencia de litología (arcilla, evaporitas etc.)
- Pendientes acusadas
- Otros

d) Características Morfológicas y geológicas del área inestable.

Materiales afectados por el movimiento de ladera:

- | | | |
|--|--------------------------------|----------------------------------|
| <input type="checkbox"/> Roca | <input type="checkbox"/> Suelo | <input type="checkbox"/> Relleno |
| <input type="checkbox"/> Tipo _____ | | |
| <input type="checkbox"/> Espesor _____ | | |

ESTRUCTURA

- | | | |
|------------------------------------|--|---|
| <input type="checkbox"/> Dirección | <input type="checkbox"/> Estratificación | <input type="checkbox"/> Dirección y buzamiento |
| <input type="checkbox"/> Alta | <input type="checkbox"/> Condiciones de la roca o suelo: | |
| <input type="checkbox"/> Medio | <input type="checkbox"/> Grado de fracturación | |
| <input type="checkbox"/> Bajo | <input type="checkbox"/> Meteorización | |
| <input type="checkbox"/> Alta | <input type="checkbox"/> Humedad: | |
| <input type="checkbox"/> Medio | <input type="checkbox"/> Seco | <input type="checkbox"/> Semisaturado |
| <input type="checkbox"/> Bajo | <input type="checkbox"/> Saturado | |

OBSERVACIONES: _____

e) Estado de conservación y rasgos presentes sobre el talud.

Presencia de vegetación en la cicatriz:

- | | | |
|------------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|
| <input type="checkbox"/> Desnuda | <input type="checkbox"/> Semivegetada | <input type="checkbox"/> Herbácea |
| <input type="checkbox"/> Arbustiva | <input type="checkbox"/> Arbórea | |

Cobertura:

- | | | |
|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|
| <input type="checkbox"/> >70% | <input type="checkbox"/> 70-40% | <input type="checkbox"/> <40% |
| Cabecera/corona: | | |
| <input type="checkbox"/> Conservada | <input type="checkbox"/> Erosionada | <input type="checkbox"/> Reforestada |

Rasgos Observables:

- Escarpes frescos
- Escarpes degradados
- Escarpes Múltiples
- Escalones visibles
- Superficie del depósito irregular
- Superficie del depósito plana
- Grietas laterales abiertas
- Signos de reptación
- Coronas menores
- Removilización antrópica
- Afectado por otros movimientos

Observaciones: _____

f) Geometría y forma del Talud.

Forma del talud:

- | | | |
|----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------|
| <input type="checkbox"/> Cóncava | <input type="checkbox"/> Convexa | <input type="checkbox"/> Plana |
| <input type="checkbox"/> Natural | <input type="checkbox"/> Inducida | |
- Altura (centro de la rotura): _____ Cota cabecera _____ Cota pie _____

Desnivel máximo del talud h: _____

Ubicación de la rotura en el talud:

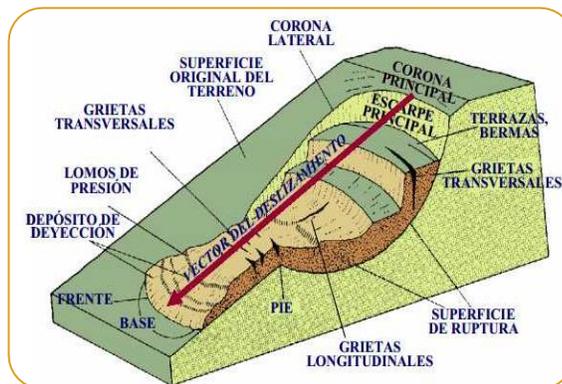
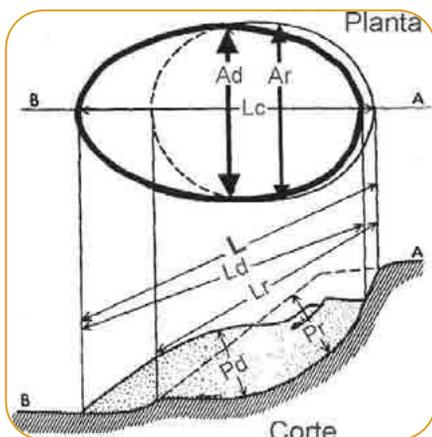
- | | | |
|--------------------------------------|---|------------------------------|
| <input type="checkbox"/> Cabecera | <input type="checkbox"/> Parte intermedia | <input type="checkbox"/> Pie |
| <input type="checkbox"/> Desconocida | | |

Descripción y situación de grietas de tracción:

- Orientación:
 - Longitud:
 - Profundidad:
 - Dimensiones:**
 - Superficie de ruptura.**
- Longitud, $l_r(m)$ Ancho, $a_r(m)$ Profundidad, $p_r(m)$
- Masa desplazada.**
- Longitud, $l_d(m)$ Ancho, $a_d(m)$ Profundidad, $p_d(m)$

Longitud Total:

- Longitud de la línea central, $L_c(m)$:
- Superficie (m^2)
- Volumen (m^3)



g) Condiciones Hidrogeológicas
Fuentes o manantiales en el talud:

- Si No Situación

Existencia de pozo de agua próximo:

- Si No

Comportamiento hidrogeológico de los materiales:

- Permeables Semipermeables Impermeables

Condiciones de drenaje:

- Existencia de arroyos en el talud
 Existencia de lagunetas
 Otras circunstancias de drenaje:

h) Uso del Suelo:

- Cultivos Malezas Forestal
 Pastos naturales Pastos mejorados Natural
 Urbano edificado Urbano no edificado Industria

Velocidad del movimiento:

- alta media baja no determinada

i) Evaluación de daños.

Daños a infraestructura de transporte y comunicaciones:

- Carreteras Caminos antenas
 Líneas de comunicación otros

Daños a infraestructura de recurso hídricos:

- Depósito de agua
- Estación de redes de abastecimiento
- Saneamiento
- Otros

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

- En los resultados del análisis de estabilidad de taludes, los valores de factor de seguridad son demasiados bajos, esto es debido a la combinación del factor agua y las altas pendientes, que son las principales causas de inestabilidad de taludes en el tramo de carretera Cacaopera-Corinto del departamento de Morazán; en los periodos de lluvias se puede notar los desprendimientos a lo largo de la carretera de los diferentes puntos de corte de taludes y que requieren inmediata atención de evaluación geotécnica.
- Los niveles de saturación que presentaba el suelo en la extracción de muestras, proporcionó parámetros de resistencia muy bajos a la hora de los ensayos de laboratorio, el cual generó en el análisis de estabilidad factores de seguridad con valores bajos, considerando los taludes inestables.
- Con esta investigación se pretende ofrecer una guía metodológica sobre lo que se requiere para la evaluación geotécnica de taludes en carretera y también incentivar a otros estudiantes de las carreras afines para que profundicen o den continuidad a investigaciones orientadas en problema.

- ❑ La determinación de la posición de la superficie de deslizamiento crítico con el menor factor de seguridad es una de las cuestiones clave en un análisis de estabilidad. La búsqueda de la superficie de deslizamiento crítico implica un procedimiento de prueba. Encontrar a la superficie de deslizamiento crítico requiere considerable orientación del analista, a pesar de las capacidades avanzadas de software.

- ❑ Los valores tenues de los factores de seguridad, se debe a que los niveles de humedad que presenta el suelo son cercanos a la saturación, y la resistencia al corte del suelo se ve afectada ya que éstos materiales se caracterizan por poseer una cohesión aparente, originada por el efecto capilar del agua en condiciones normales de humedad. Dicha cohesión aparente tiende a perderse a medida los vacíos existentes entre las partículas de suelo se llenan de agua, es decir a medida que ocurre la saturación del suelo por exceso de humedad en los mismos.

7.2 Recomendaciones

- ❑ Formar un comité de seguimiento para la evaluación de estabilidad de taludes por personas de la zona.
- ❑ Realizar un muestreo más amplio en cuanto a la parte de geotecnia para taludes en corte de carreteras.
- ❑ Que exista un control de calidad respectivo en la validación de carpetas técnicas, donde se integren a personal competente en el área de geotécnica.
- ❑ Deberían de estudiarse la evolución de los otros puntos no considerados como críticos en el tramo de la carretera Cacaopera a Corinto Departamento de Morazán.
- ❑ Determinar una investigación a partir de ensayos posteriores e incluir otros softwares de estabilidad para luego ser comparados.
- ❑ Se considera factible la realización de muros de contención para la estabilidad de los taludes, ya que éstos contienen pendientes bastante inclinadas y al realizar un perfilado los precios económicos que generarían serían demasiado altos, debido a la remoción volúmenes exagerados de suelo.

**DENSIDAD DE CAMPO
ASTM D 1558**



Proyecto: **Trabajo de Graduación**

Ubicación: **Sobre Carretera de Cacaopera- Corinto Tramo 1+450, Morazán**

Profundidad (mt): 0.1

Fecha:

Densidad Arena

Diametro del molde (cm)	15.2	Peso molde+arena: W_{m+a} (grs)	6725.0
Altura del molde (cm)	16.4	Peso molde: W_m (grs)	2855.0
Volumen del molde (cm^3)	2976	Peso arena: W_a (grs)	3870.0
		Densidad de la arena (grs/cm^3)	1.30

Humedad de campo (en el laboratorio)

Muestra N°1 Talud N°1		
Peso humedo + tara (grs)	W_{h+t}	1248.25
Peso seco + tara (grs)	W_{s+t}	920.00
Peso Agua (grs)	$W_w = W_{h+t} - W_{s+t}$	328.25
Tara (grs)	W_t	13.70
Peso seco (grs)	$W_s = W_{s+t} - W_t$	906.30
Contenido de humeddad (%)	$\omega = W_w / W_s * 100$	36.22%

Densidad del suelo en el campo

Peso frasco + cono + arena antes de la prueba (grs)	W_1	6225.00
Peso frasco + cono + arena después de la prueba (grs)	W_2	2555.00
Peso arena en cono + plato (grs)	W_3	1520.00
Peso arena en el agujero (grs)	$W_4 = W_1 - W_2 - W_3$	2150.00
Volumen del agujero (cm^3)	$V_a = W_4 / \rho$	1653.85
Peso de suelo humedo extraído del agujero (grs)	W_h	2280.00
Peso volumetrico húmedo (grs/cm^3)	$\rho_{hc} = W_h / V_a$	1.38
Contenido de humeddad (%)	$\omega = W_w / W_s * 100$	36.22%
Peso volumetrico seco (grs/cm^3)	$\rho_{dc} = \rho_{hc} / (1 + W_c)$	1.01
Grado de compactacion (%)	$G = (\rho_{dc} / \rho_{dmax}) * 100$	

DENSIDAD DE CAMPO
ASTM D 1558



Proyecto: **Trabajo de Graduación**

Ubicación: **Sobre Carretera de Cacaopera- Corinto Tramo 1+450, Morazán**

Profundidad (mt): 0.1

Fecha:

Densidad Arena

Diametro del molde (cm)	15.2	Peso molde+arena: W_{m+a} (grs)	6725.0
Altura del molde (cm)	16.4	Peso molde: W_m (grs)	2855.0
Volumen del molde (cm ³)	2976	Peso arena: W_a (grs)	3870.0
		Densidad de la arena (grs/cm ³)	1.30

Humedad de campo (en el laboratorio)

Muestra N°2 Talud N°1		
Peso humedo + tara (grs)	W_{h+t}	1232.20
Peso seco + tara (grs)	W_{s+t}	925.00
Peso Agua (grs)	$W_w = W_{h+t} - W_{s+t}$	307.20
Tara (grs)	W_t	13.70
Peso seco (grs)	$W_s = W_{s+t} - W_t$	911.30
Contenido de humedad (%)	$\omega = W_w / W_s * 100$	33.71%

Densidad del suelo en el campo

Peso frasco + cono + arena antes de la prueba (grs)	W_1	6205.00
Peso frasco + cono + arena después de la prueba (grs)	W_2	2555.00
Peso arena en cono + plato (grs)	W_3	1520.00
Peso arena en el agujero (grs)	$W_4 = W_1 - W_2 - W_3$	2130.00
Volumen del agujero (cm ³)	$V_a = W_4 / \rho$	1638.46
Peso de suelo humedo extraído del agujero (grs)	W_h	2825.00
Peso volumetrico húmedo (grs/cm ³)	$\rho_{hc} = W_h / V_a$	1.72
Contenido de humedad (%)	$\omega = W_w / W_s * 100$	33.71%
Peso volumetrico seco (grs/cm ³)	$\rho_{dc} = \rho_{hc} / (1 + \omega)$	1.29
Grado de compactacion (%)	$G = (\rho_{dc} / \rho_{dmax}) * 100$	

**DENSIDAD DE CAMPO
ASTM D 1558**



Proyecto: **Trabajo de Graduación**

Ubicación: **Sobre Carretera de Cacaopera- Corinto Tramo 1+690, Morazán**

Profundidad (mt): 0.1

Fecha:

Densidad Arena

Diametro del molde (cm)	15.2	Peso molde+arena: W_{m+a} (grs)	6725.0
Altura del molde (cm)	16.4	Peso molde: W_m (grs)	2855.0
Volumen del molde (cm ³)	2976	Peso arena: W_a (grs)	3870.0
Densidad de la arena (grs/cm ³)			1.30

Humedad de campo (en el laboratorio)

Muestra N°1 Talud N°2		
Peso humedo + tara (grs)	W_{h+t}	1198.60
Peso seco + tara (grs)	W_{s+t}	845.00
Peso Agua (grs)	$W_w = W_{h+t} - W_{s+t}$	353.60
Tara (grs)	W_t	13.70
Peso seco (grs)	$W_s = W_{s+t} - W_t$	831.30
Contenido de humeddad (%)	$\omega = W_w / W_s * 100$	42.54%

Densidad del suelo en el campo

Peso frasco + cono + arena antes de la prueba (grs)	W_1	6155.00
Peso frasco + cono + arena después de la prueba (grs)	W_2	2490.00
Peso arena en cono + plato (grs)	W_3	1520.00
Peso arena en el agujero (grs)	$W_4 = W_1 - W_2 - W_3$	2145.00
Volumen del agujero (cm ³)	$V_a = W_4 / \rho$	1650.00
Peso de suelo humedo extraído del agujero (grs)	W_h	2500.00
Peso volumetrico humedo (ars/cm ³)	$\rho_{hc} = W_h / V_a$	1.52
Contenido de humedad (%)	$\omega = W_w / W_s * 100$	42.54%
Peso volumetrico seco (grs/cm ³)	$\rho_{dc} = \rho_{hc} / (1 + \omega)$	1.06
Grado de compactacion (%)	$G = (\rho_{dc} / \rho_{dmax}) * 100$	

**DENSIDAD DE CAMPO
ASTM D 1558**



Proyecto: **Trabajo de Graduación**

Ubicación: **Sobre Carretera de Cacaopera- Corinto Tramo 1+690, Morazán**

Profundidad (mt): 0.1

Fecha:

Densidad Arena

Diametro del molde (cm)	15.2	Peso molde+arena: W_{m+a} (grs)	6725.0
Altura del molde (cm)	16.4	Peso molde: W_m (grs)	2855.0
Volumen del molde (cm ³)	2976	Peso arena: W_a (grs)	3870.0
Densidad de la arena (grs/cm ³)			1.30

Humedad de campo (en el laboratorio)

Muestra N°2 Talud N°2		
Peso humedo + tara (grs)	W_{h+t}	1087.10
Peso seco + tara (grs)	W_{s+t}	790.00
Peso Agua (grs)	$W_w = W_{h+t} - W_{s+t}$	297.10
Tara (grs)	W_t	13.70
Peso seco (grs)	$W_s = W_{s+t} - W_t$	776.30
Contenido de humeddad (%)	$\omega = W_w / W_s * 100$	38.27%

Densidad del suelo en el campo

Peso frasco + cono + arena antes de la prueba (grs)	W_1	6180.00
Peso frasco + cono + arena después de la prueba (grs)	W_2	2305.00
Peso arena en cono + plato (grs)	W_3	1520.00
Peso arena en el agujero (grs)	$W_4 = W_1 - W_2 - W_3$	2355.00
Volumen del agujero (cm ³)	$V_a = W_4 / \rho$	1811.54
Peso de suelo humedo extraído del agujero (grs)	W_h	2875.00
Peso volumetrico húmedo (grs/cm ³)	$\rho_{hc} = W_h / V_a$	1.59
Contenido de humedad (%)	$\omega = W_w / W_s * 100$	38.27%
Peso volumetrico seco (grs/cm ³)	$\rho_{dc} = \rho_{hc} / (1 + \omega)$	1.15
Grado de compactacion (%)	$G = (\rho_{dc} / \rho_{dmax}) * 100$	



**DESCRIPCION VISUAL -MANUAL DE LOS SUELOS
ASTM D-2488**

Proyecto: Trabajo de Graduacion

Ubicación: Carretera de Cacaoopera- Corinto Tramo 1+450 Talud N°1 Muestra N°1

Ensayo N° 1

Fecha: 8 Junio 2014

NOMBRE DEL ENSAYO		PARAMETROS	SIMBOLO	IDENTIFICACION
INSPECCION VISUAL	COLOR	Azul grisaceo, gris y amarillo	AC	Contenido de hierro o hierro hidratado
	FORMA	Angular	AG	Lentejas, piedra volcanica, chispa.
SACUDIMIENTO		Reaccion Lenta	RL	Limo,Arcilla limosa
ROTURA		Alta	A	Arcilla inorganica,Altamente plastica
PLASTICIDAD		Cilindro tenaz	CT	Arcilla de gran plasticidad
OLOR				
BRILLO		Superficie mate	SM	Limo,Arcilla de baja plasticidad
SEDIMENTACION		29 Minutos	UM Y UH	Arcilla con contenido de limo
SONIDO		sin Chasquido	S.CH	Arcilla plastica o limo sin arena



DESCRIPCION VISUAL -MANUAL DE LOS SUELOS
ASTM D-2488

Proyecto: Trabajo de Graduacion

Ubicación: Carretera de Cacaopera- Corinto Tramo 1+450 Talud N°1 Muestra N°2

Ensayo N° 2

Fecha: 8 Junio 2014

NOMBRE DEL ENSAYO		PARAMETROS	SIMBOLO	IDENTIFICACION
INSPECCION VISUAL	COLOR	Café oscuro a negro	ON	Contenido de hierro o hierro hidratado
	FORMA	Semi redondeada	SM	Piedra de rio
SACUDIMIENTO		Reaccion Lenta	RL	Limo,Arcilla limosa
ROTURA		Media	M	Arcilla inorganica (Plastica entre baja y media)
PLASTICIDAD		Cilindro de moderada plasticidad	CM	Suelo de plasticidad media.
OLOR				
BRILLO		Superficie mate	SM	Limo,Arcilla de baja plasticidad
SEDIMENTACION		15 minutos	UM Y UH	Arcilla con contenido de limo
SONIDO		Chasquido	CH,S.CH	Arcilla plastica con contenido de arena fina



**DESCRIPCION VISUAL -MANUAL DE LOS SUELOS
ASTM D-2488**

Proyecto: Trabajo de Graduacion

Ubicación: Carretera de Cacaopera- Corinto Tramo 1+690 Talud N°2 Muestra N°1

Ensayo N° 3

Fecha: 12 Junio 2014

NOMBRE DEL ENSAYO		PARAMETROS	SIMBOLO	IDENTIFICACION
INSPECCION VISUAL	COLOR	Amarillo a Café amarillento	AC	Contenido de hierro o hierro hidratado
	FORMA	semi redondeada	SM	Piedra de rio.
SACUDIMIENTO		Reaccion Lenta	RL	Limo,Arcilla limosa
ROTURA		ligera	L	Limo inorganico, polvo de roca, arena limosa
PLASTICIDAD		Cilindro debil	CD	Suelo de baja plasticidad
OLOR		Mal olor		
BRILLO		Superficie mate	SM	Limo,Arcilla de baja plasticidad
SEDIMENTACION		Un minuto	UM	Limo
SONIDO		sin Chasquido	S.CH	Arcilla plastica o limo sin arena

OBSERVACIONES:



**DESCRIPCION VISUAL -MANUAL DE LOS SUELOS
ASTM D-2488**

Proyecto: Trabajo de Graduacion

Ubicación: Carretera de Cacaopera- Corinto Tramo 1+690 Talud N°2 Muestra N°2

Ensayo N° 4

Fecha: 8 Junio 2014

NOMBRE DEL ENSAYO		PARAMETROS	SIMBOLO	IDENTIFICACION
INSPECCION VISUAL	COLOR	Rojizo a rojo oscuro	RO	Contenido de hierro o hierro hidratado
	FORMA	Angular	AG	Fragmentos, piedra volcanica, chispas
SACUDIMIENTO		Reaccion Lenta	RL	Limo,Arcilla limosa
ROTURA		Ligera	L	Limo inorganico,polvo de roca,arena limosa.
PLASTICIDAD		Cilindro Débil	CD	Suelo de baja plasticidad.
OLOR				
BRILLO		Superficie mate	SM	Limo,Arcilla de baja plasticidad
SEDIMENTACION		1 minuto	UM	Limo
SONIDO		sin Chasquido	CH,S.CH	Arcilla plastica o limo sin arena



ANALISIS GRANULOMETRICO
ASTM D 422

ANEXO 3

Proyecto: **Trabajo de Gradua**

Ubicación: **Carretera de Cacaopera- Corinto Tramo 9+980 Talud N°1 Muestra N°1**

Profundidad (mt):

Peso total de la muestra (Kg): **2.525**

Tamaño maximo de la particula

Composicion Granulometrica de las Arenas (A)	
Peso Inicial (grs) Wh:	2525.00
Peso despues de lavado (grs) Ws:	955.00
Perdida por lavado (grs) W= Wh-Ws:	1570.00

Malla	Tamaño (mm)	Peso retenido (grs)	Porcentaje retenido (%)	Porcentaje retenido acumulado (%)	Porcentaje que pasa (%)
		953.65			
N° 10	2	14.75	1.55%	1.55%	98.45%
N°16	1.18	9.40	0.99%	2.53%	97.47%
N°40	0.426	52.10	5.46%	8.00%	92.00%
N°100	0.15	383.80	40.25%	48.24%	51.76%
N°200	0.075	458.90	48.12%	96.36%	3.64%
Pasa N° 200		34.70	3.64%	100.00%	0.00%



ANEXO 3

ANALISIS GRANULOMETRICO ASTM D 422

Proyecto: Trabajo de Graduacio

Ubicación: Carretera de Cacaopera- Corinto Tramo 9+980 Talud N°1 Muestra N°2

Profundidad (mt):

Peso total de la muestra (Kg): **1.625**

Tamaño maximo de la particula:

Composicion Granulometrica de las Arenas (A)		
Peso Inicial (grs) Wh:		1625.00
Peso despues de lavado (grs) Ws:		1080.00
Perdida por lavado (grs) W= Wh-Ws:		545.00

Malla	Tamaño (mm)	Peso retenido (grs)	Porcentaje retenido (%)	Porcentaje retenido acumulado (%)	Porcentaje que pasa (%)
		1075.60			
N° 10	2	175.70	16.34%	16.34%	83.66%
N°16	1.18	102.50	9.53%	25.86%	74.14%
N°40	0.426	231.20	21.49%	47.36%	52.64%
N°100	0.15	312.90	29.09%	76.45%	23.55%
N°200	0.075	231.20	21.49%	97.95%	2.05%
Pasa N° 200		22.10	2.05%	100.00%	0.00%

**ANEXO 3****ANALISIS GRANULOMETRICO
ASTM D 422**

Proyecto: Trabajo de Graduacio

Ubicación: **Carretera de Cacaopera- Corinto Tramo 8+170 Talud N°2 Muestra N°1**

Profundidad (mt):

Peso total de la muestra (Kg): **2.495**

Tamaño maximo de la particula:

Composicion Granulometrica de las Arenas (A)		
Peso Inicial (grs) Wh:		2495.00
Peso despues de lavado (grs) Ws:		1880.00
Perdida por lavado (grs) W= Wh-Ws:		615.00

Malla	Tamaño (mm)	Peso retenido (grs)	Porcentaje retenido (%)	Porcentaje retenido acumulado (%)	Porcentaje que pasa (%)
		1881.00			
N°10	2	27.70	1.47%	1.47%	98.53%
N°16	1.18	42.70	2.27%	3.74%	96.26%
N°40	0.426	308.50	16.40%	20.14%	79.86%
N°100	0.15	954.10	50.72%	70.87%	29.13%
N°200	0.075	485.10	25.79%	96.66%	3.34%
Pasa N° 200		62.90	3.34%	100.00%	0.00%

**ANEXO 3****ANALISIS GRANULOMETRICO
ASTM D 422**

Proyecto: Trabajo de Graduacio

Ubicación: Carretera de Cacaoopera- Corinto Tramo 8+170 Talud N°2 Muestra N°2

Profundidad (mt):

Peso total de la muestra (Kg): **2.552**

Tamaño maximo de la particula:

Composicion Granulometrica de las Arenas (A)		
Peso Inicial (grs) Wh:		2552.00
Peso despues de lavado (grs) Ws:		1840.00
Perdida por lavado (grs) W= Wh-Ws:		712.00

Malla	Tamaño (mm)	Peso retenido (grs)	Porcentaje retenido (%)	Porcentaje retenido acumulado (%)	Porcentaje que pasa (%)
		1844.70			
N°10	2	81.70	4.43%	4.43%	95.57%
N°16	1.18	61.90	3.36%	7.78%	92.22%
N°40	0.426	212.70	11.53%	19.31%	80.69%
N°100	0.15	1103.40	59.81%	79.13%	20.87%
N°200	0.075	361.50	19.60%	98.73%	1.27%
Pasa N° 200		23.50	1.27%	100.00%	0.00%

ANEXO 4



LIMITES DE ATTERBERG ASTM D- 4318

Proyecto: Trabajo de Graduacion

Ubicación: **Carretera de Cacaopera- Corinto Tramo 9+980 Talud N°1 Muestra N°1**

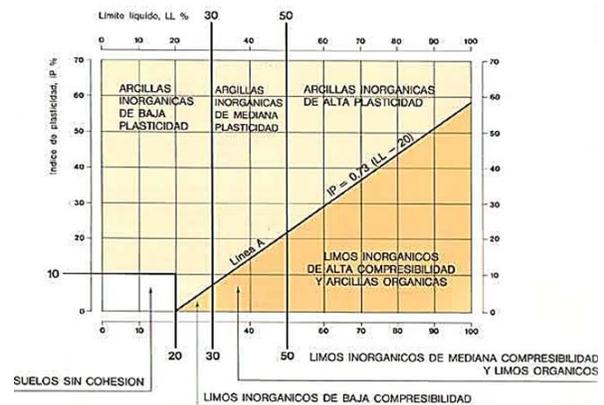
Ensayo N° 1

	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO		
	1	2	3	1	2	3
Ensayo N°						
N° de Golpes	26	21	18			
Recipiente N°	0.4	0.6	0-2	77	0.7	0.8
Peso suelo Humedo + tara	31.22	38	30	34	34	33.8
Peso suelo seco + tara	26.67	32	25	30.4	29.1	29
Tara	19.3	18	18	19.7	19.3	18.2
Peso del agua	4.55	6	5	3.6	4.9	4.8
Peso de suelo seco	7.37	14	7	10.7	9.8	10.8
Contenido de agua %	61.74	42.86	71.43	33.64	50	44.4

LL=56.33

LP=42.68

LIMITES %	
Liquido	56.33
Plástico	42.68
Indice de plasticidad	13.65
Clasificacion	MH





LIMITES DE ATTERBERG ASTM D- 4318

Proyecto: Trabajo de Graduacion

Ubicación Carretera de Cacaopera- Corinto Tramo 9+980 Talud N°1 Muestra N°2

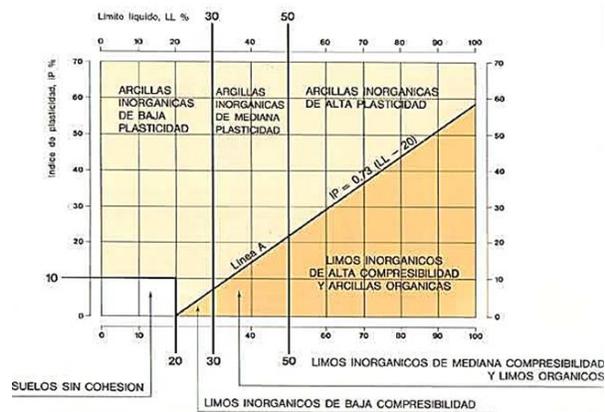
Ensayo N° 2

	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO		
	1	2	3	1	2	3
Ensayo N°						
N° de Golpes	30	27	21			
Recipiente N°	0.16	0.9	0.17	OT	0.15	T-0
Peso suelo Humedo + tara	44	38	40	27	40.1	27.5
Peso suelo seco + tara	39	33	36	24.6	38.1	25.12
Tara	30.56	18	29.5	19.7	30	19.7
Peso del agua	5	5	4	2.4	2	2.38
Peso de suelo seco	8.44	15	6.5	4.9	8.1	5.42
Contenido de agua %	59.24	33.33	61.54	48.98	24.69	43.9

LL=52.26

LP=39.19

LIMITES %	
Liquido	52.26
Plástico	39.19
Indice de plasticidad	13.07
Clasificación	OH



ANEXO 4



LIMITES DE ATTERBERG ASTM D- 4318

Proyecto: Trabajo de Graduacion

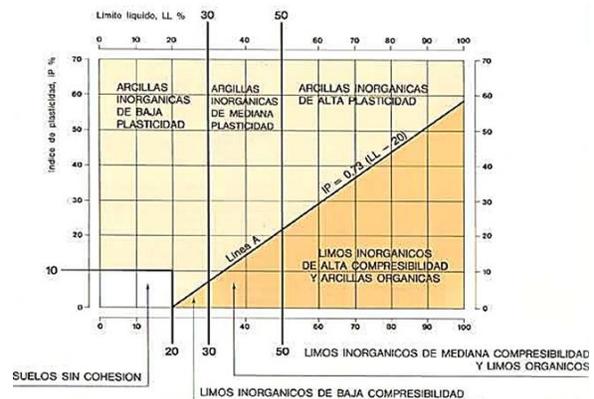
Ubicación: **Carretera de Cacaopera- Corinto Tramo 8+170 Talud N°2 Muestra N°1**

Ensayo N° 3

	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO		
	1	2	3	1	2	3
Ensayo N°						
N° de Golpes	33	26	16			
Recipiente N°	1	2	3			
Peso suelo Humedo + tara	29.7	25.5	26.9			
Peso suelo seco + tara	21.6	18.8	19.3			
Tara	1.8	1.8	1.8			
Peso del agua	8.1	6.7	7.6			
Peso de suelo seco	19.8	17	17.5			
Contenido de agua %	40.91	39.41	43.43			

LL=41.25

LIMITES %	
Liquido	41.25
Plástico	
Indice de plasticidad	
Clasificacion	CL



ANEXO 4



**LIMITES DE ATTERBERG
ASTM D- 4318**

Proyecto: Trabajo de Graduacion

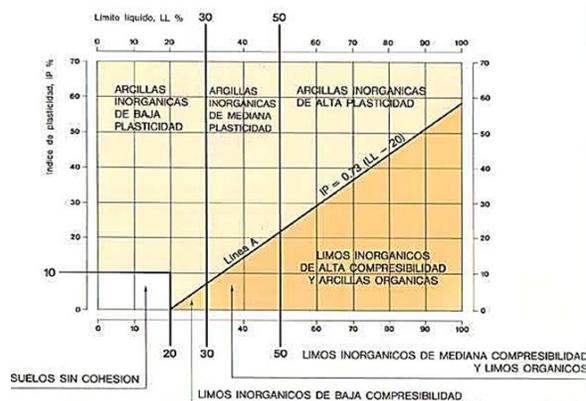
Ubicación: Carretera de Cacaopera- Corinto Tramo 8+170 Talud N°2 Muestra N°2

Ensayo N° 4

	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO		
	1	2	3	1	2	3
Ensayo N°						
N° de Golpes	30	27	15			
Recipiente N°	6	4	2			
Peso suelo Humedo + tara	26.1	31.12	30			
Peso suelo seco + tara	18.84	22.36	17.05			
Tara	1.83	1.74	1.92			
Peso del agua	7.26	8.76	12.95			
Peso de suelo seco	17.01	20.62	15.13			
Contenido de agua %	42.68	42.48	85.59			

LL=53.84

LIMITES %	
Liquido	53.84
Plástico	
Indice de plasticidad	
Clasificación	CL





ANEXO 5

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D 2850

Proyecto: Trabajo de Graduacion
Ubicación: Carretera de Cacaopera-Corinto Tramo1+690
Talud N°2 Muestra N°1
Ensayo N°:
Muestra N°:

Fecha: 20 de mayo de 2014
Laboratorista:
Elaboro:
Hoja N°: 2/2
Especimen N°: 3

Datos de la Muestra

Lado (cm):	10.0
Altura(cm):	
Area(cm ²):	100.0
Volumen (cm ³)	249.3
Peso de la muestra (grs):	380.0
Densidad (grs/cm ³):	1.524
Humedad de la muestra (ω%)	42.360

Datos del Ensayo

Carga Normal (Kg):	26.0
Veloc. De corte (mm/min):	1.0
Esfuerzo Normal (Kg/cm ²):	0.26
Cte. Del anillo de carga (Kg/u):	0.15625
Cte. De deformimetro (mm/u):	0.025

Tiempo (s)	Lectura del deformimetro		Desplazamiento (mm)	Fuerza de corte	Esfuerzo cortante
	Carga	Horizontal			
330	96	208	5.2	15.0	0.150
345	97	215	5.4	15.2	0.152
360	99	225	5.6	15.5	0.155
375	99	236	5.9	15.5	0.155
390	99	245	6.1	15.5	0.155
405	101	254	6.4	15.8	0.158
420	101	261	6.5	15.8	0.158
435	102	271	6.8	15.9	0.159
450	103	281	7.0	16.1	0.161
465	103	291	7.3	16.1	0.161
480	104	298	7.5	16.3	0.163
495	104	310	7.8	16.3	0.163
510	105	321	8.0	16.4	0.164
525	105	332	8.3	16.4	0.164
540	105	342	8.6	16.4	0.164
555	105	352	8.8	16.4	0.164
570	105	362	9.05	16.41	0.16
585	105	372	9.3	16.41	0.16
600	105	383	9.575	16.41	0.16
615	105	391	9.775	16.41	0.16
630	105	398	9.95	16.41	0.16



**ENSAYO DE CORTE DIRECTO
ASTM D 2850**

Proyecto: **Trabajo de Graduacion**

Fecha: **20 de mayo de 2014**

Ubicación: **Carretera de Cacaopera- Corinto Tramo 1+450**

Laboratorista:

Talud N° 1 Muestra N°1

Elaboro:

Ensayo N°:

Hoja N°: **1**

Muestra N°:

Especimen N°: **1**

Datos de la Muestra

Lado (cm):	10.0
Altura(cm):	
Area(cm ²):	100.0
Volumen (cm ³)	321.6
Peso de la muestra (grs):	433.0
Densidad (grs/cm ³):	1.350
Humedad de la muestra (ω%)	36.200

Datos del Ensayo

Carga Normal (Kg):	11.0
Veloc. De corte (mm/min):	1.0
Esfuerzo Normal (Kg/cm ²):	0.11
Cte. Del anillo de carga (Kg/u):	0.15625
Cte. De deformimetro (mm/u):	0.025

Tiempo (s)	Lectura del deformimetro		Desplazamiento (mm)	Fuerza de corte horizontal	Esfuerzo cortante (Kg/cm ²)
	Carga	Horizontal			
15	35	5	0.1	5.5	0.055
30	55	19	0.5	8.6	0.086
45	75	20	0.5	11.7	0.117
60	85	40	1.0	13.3	0.133
75	85	50	1.3	13.3	0.133
90	71	60	1.5	11.1	0.111
105	71	71	1.8	11.1	0.111
120	78	81	2.0	12.2	0.122
135	76	90	2.3	11.9	0.119
150	74	99	2.5	11.6	0.116

ENSAYO DE CORTE DIRECTO
ASTM D 2850



Proyecto: **Trabajo de Graduacion**

Ubicación: **Carretera de Cacaopera-Corinto Tramo 1+450**

Talud N°1 Muestra N°1

Ensayo N°:

Muestra N°:

Fecha: **20 de mayo de 2014**

Laboratorista:

Elaboro:

Hoja N°: **2**

Especimen N°: **2**

Datos de la Muestra

Lado (cm):	10.0
Altura(cm):	
Area(cm ²):	100.0
Volumen (cm ³)	305.8
Peso de la muestra (grs):	422.0
Densidad (grs/cm ³):	1.380
Humedad de la muestra (ω%)	36.270

Datos del Ensayo

Carga Normal (Kg):	18.0
Veloc. De corte (mm/min):	1.0
Esfuerzo Normal (Kg/cm ²):	0.18
Cte. Del anillo de carga (Kg/u):	0.15625
Cte. De deformimetro (mm/u):	0.025

Tiempo (s)	Lectura del deformimetro		Desplazamiento (mm)	Fuerza de corte	Esfuerzo cortante
	Carga	Horizontal			
15	50	10	0.3	7.8	0.078
30	70	20	0.5	10.9	0.109
45	91	30	0.8	14.2	0.142
60	102	41	1.0	15.9	0.159
75	106	50	1.3	16.6	0.166
90	108	61	1.5	16.9	0.169
105	110	72	1.8	17.2	0.172
120	112	80	2.0	17.5	0.175
135	114	90	2.3	17.8	0.180
150	114	100	2.5	17.8	0.180
165	114	110	2.8	17.8	0.180
180	113	120	3.0	17.7	0.177
195	111	132	3.3	17.3	0.173
210	109	141	3.5	17.0	0.170

OBSERVACIONES:

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO
ASTM D 2850**



Proyecto: **Trabajo de Graduacion**

Ubicación: **Carretera de Cacaopera-Corinto Tramo 1+450**

Talud N°1 Muestra N°1

Ensayo N°:

Muestra N°:

Fecha: **20 de mayo de 2014**

Laboratorista:

Elaboro:

Hoja N°: **3**

Especimen N°: **3**

Datos de la Muestra

Lado (cm):	10.0
Altura(cm):	
Area(cm ²):	100.0
Volumen (cm ³)	305.8
Peso de la muestra (grs):	424.0
Densidad (grs/cm ³):	1.386
Humedad de la muestra (ω%)	36.180

Datos del Ensayo

Carga Normal (Kg):	21.0
Veloc. De corte (mm/min):	1.0
Esfuerzo Normal (Kg/cm ²):	0.21
Cte. Del anillo de carga (Kg/u):	0.15625
Cte. De deformimetro (mm/u):	0.025

Tiempo (s)	Lectura del deformimetro		Desplazamiento (mm)	Fuerza de corte	Esfuerzo cortante
	Carga	Horizontal			
15	59	10	0.3	9.2	0.092
30	85	20	0.5	13.3	0.133
45	105	29	0.7	16.4	0.164
60	122	40	1.0	19.1	0.191
75	126	50	1.3	19.7	0.197
90	132	60	1.5	20.6	0.206
105	135	71	1.8	21.1	0.211
120	137	82	2.1	21.4	0.210
135	137	94	2.4	21.4	0.210
150	135	104	2.6	21.1	0.211
165	134	116	2.9	20.9	0.209
180	130	125	3.1	20.3	0.203
195	129	134	3.4	20.2	0.202

OBSERVACIONES:



**ENSAYO DE CORTE DIRECTO
ASTM D 2850**

Proyecto: **Trabajo de Graduacion**

Ubicación: **Carretera de Cacaopera-Corinto Tramo 1+690**

Talud N°2 Muestra N°2

Ensayo N°:

Muestra N°:

Fecha: **23 de mayo de 2014**

Laboratorista:

Elaboro:

Hoja N°: **2/2**

Especimen N°: **3**

Datos de la Muestra

Lado (cm):	10.0
Altura(cm):	
Area(cm ²):	100.0
Volumen (cm ³)	292.3
Peso de la muestra (grs):	449.0
Densidad (grs/cm ³):	1.540
Humedad de la muestra (ω%)	38.120

Datos del Ensayo

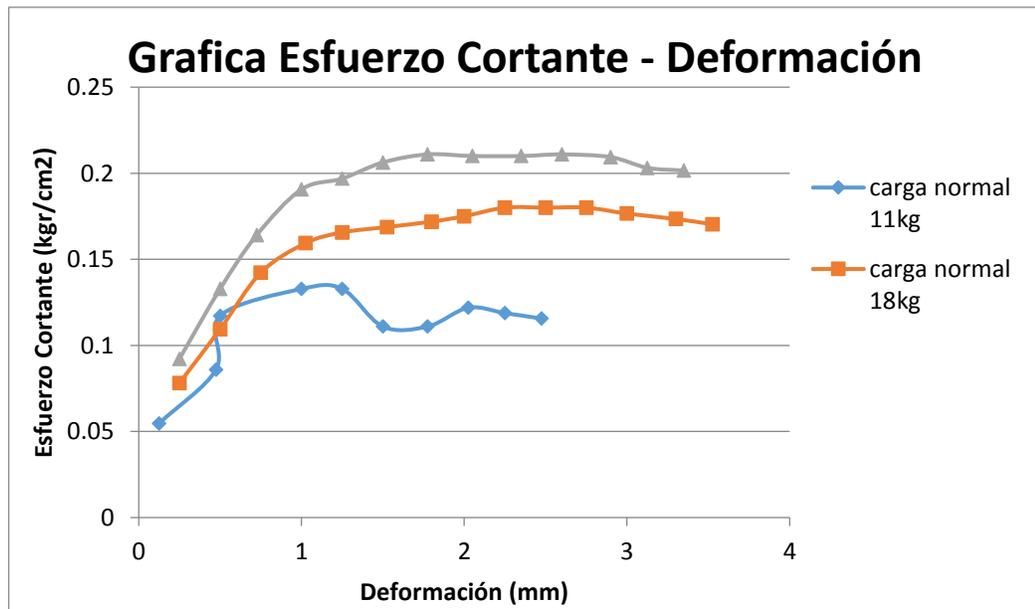
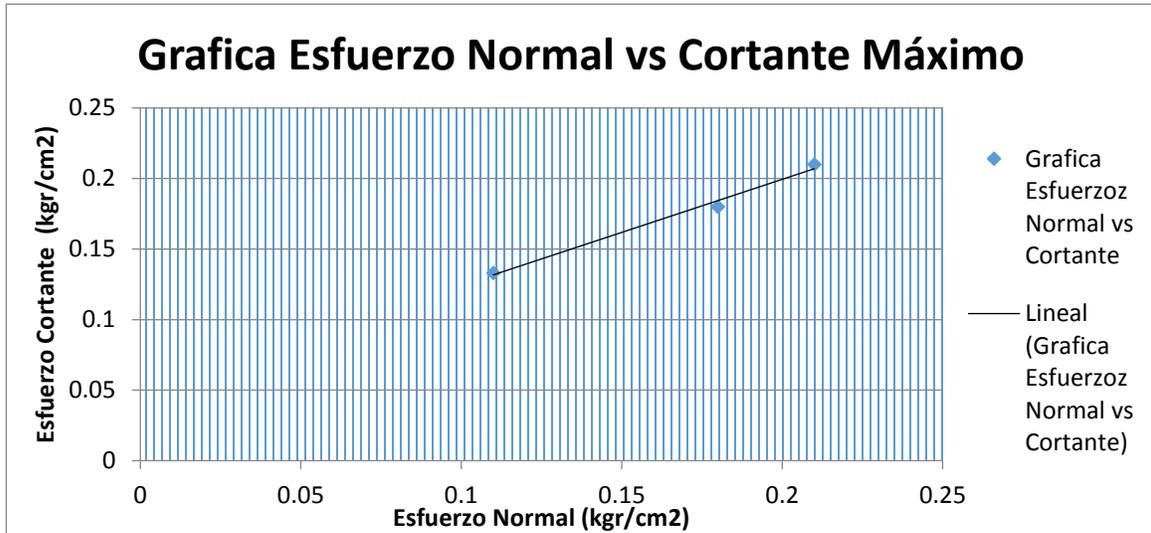
Carga Normal (Kg):	21.0
Veloc. De corte (mm/min):	1.0
Esfuerzo Normal (Kg/cm ²):	0.21
Cte. Del anillo de carga (Kg/u):	0.15625
Cte. De deformimetro (mm/u):	0.025

Tiempo (s)	Lectura del deformimetro		Desplazamiento (mm)	Fuerza de corte horizontal (Kg)	Esfuerzo cortante (Kg/cm ²)
	Carga	Horizontal			
330	72	236	5.9	11.3	0.113
345	73	250	6.3	11.4	0.114
360	74	265	6.6	11.6	0.116
375	75	275	6.9	11.7	0.117
390	76	285	7.1	11.9	0.119
405	77	297	7.4	12.0	0.120
420	78	310	7.8	12.2	0.122
435	78	320	8.0	12.2	0.122
450	79	335	8.4	12.3	0.123
465	79	349	8.7	12.3	0.123
480	80	360	9.0	12.5	0.125

TALUD 1, MUESTRA 1

Cohesión= **0.04 kg/cm²**
 Angulo de fricción interna= **39°**

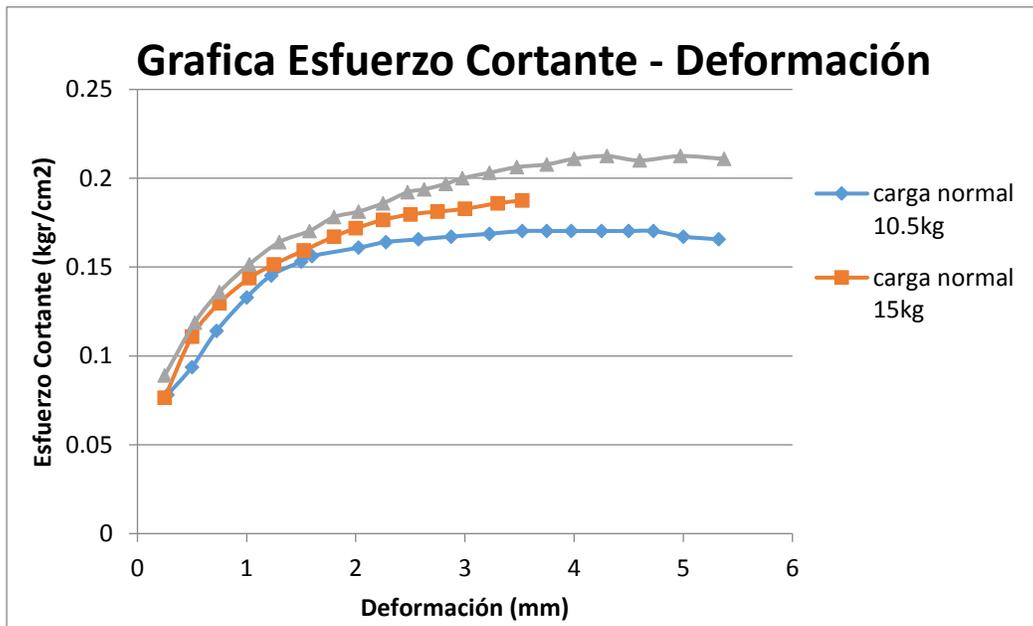
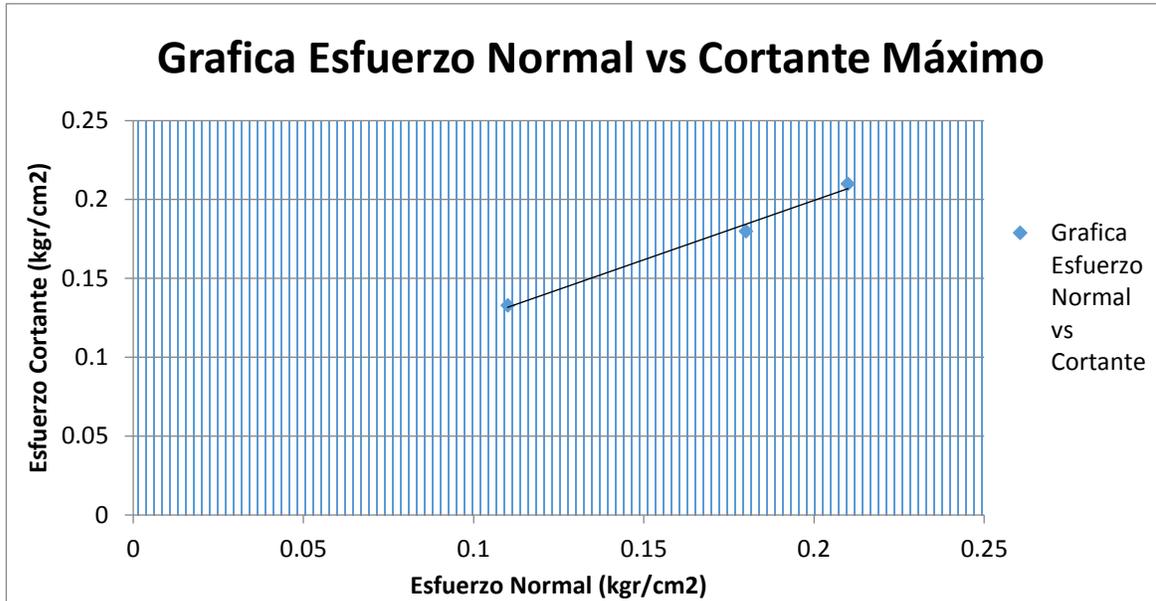
E. Normal	E. Cortante
0.11	0.133
0.18	0.18
0.21	0.21



TALUD 1 MUESTRA 2

E. Normal	E. Cortante
0.11	0.133
0.18	0.18
0.21	0.21

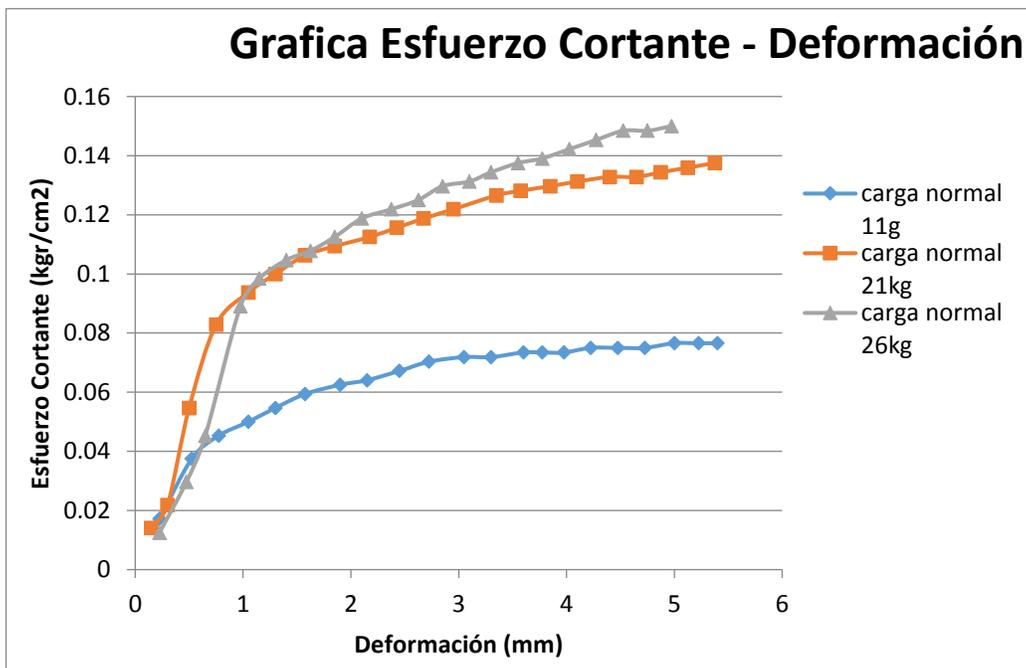
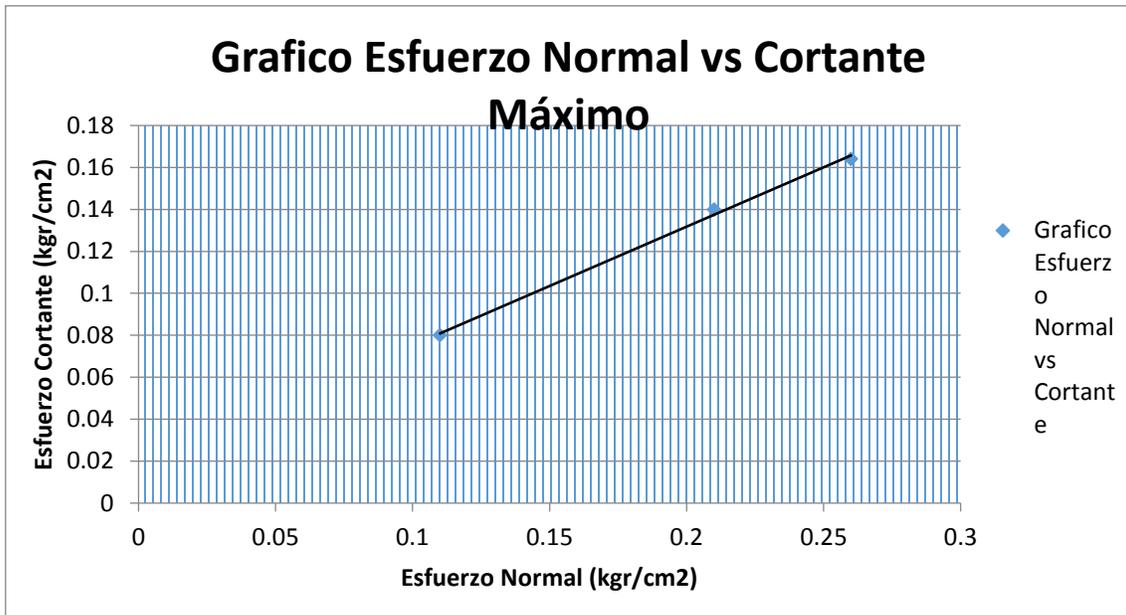
Cohesión= **0.13 kg/cm²**
 Angulo de fricción interna= **22°**



TALUD 2, MUESTRA 1

E. Normal	E. Cortante
0.11	0.08
0.21	0.14
0.26	0.164

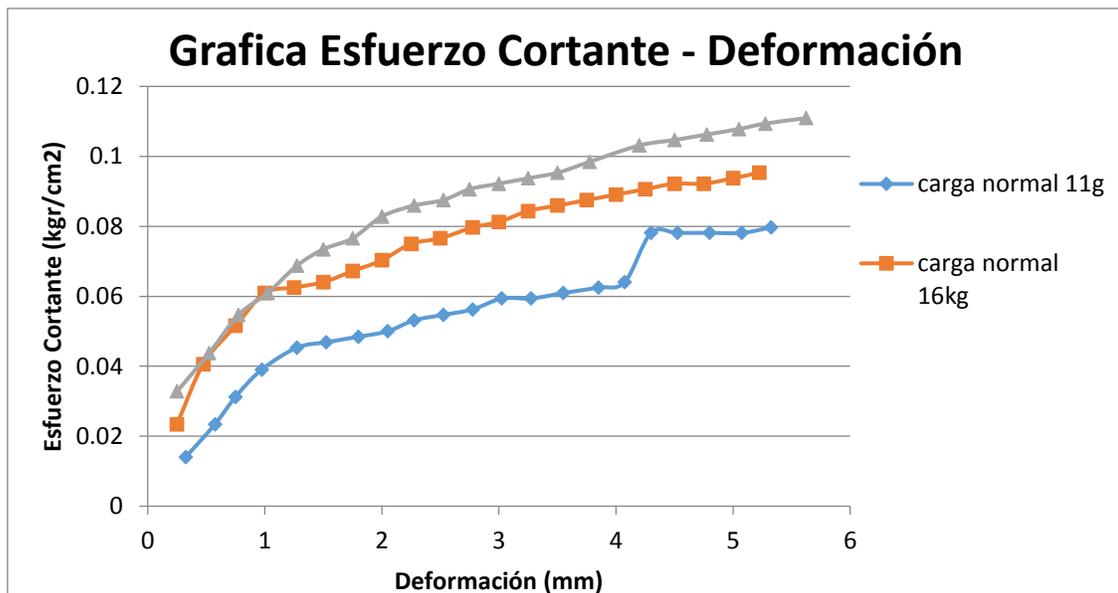
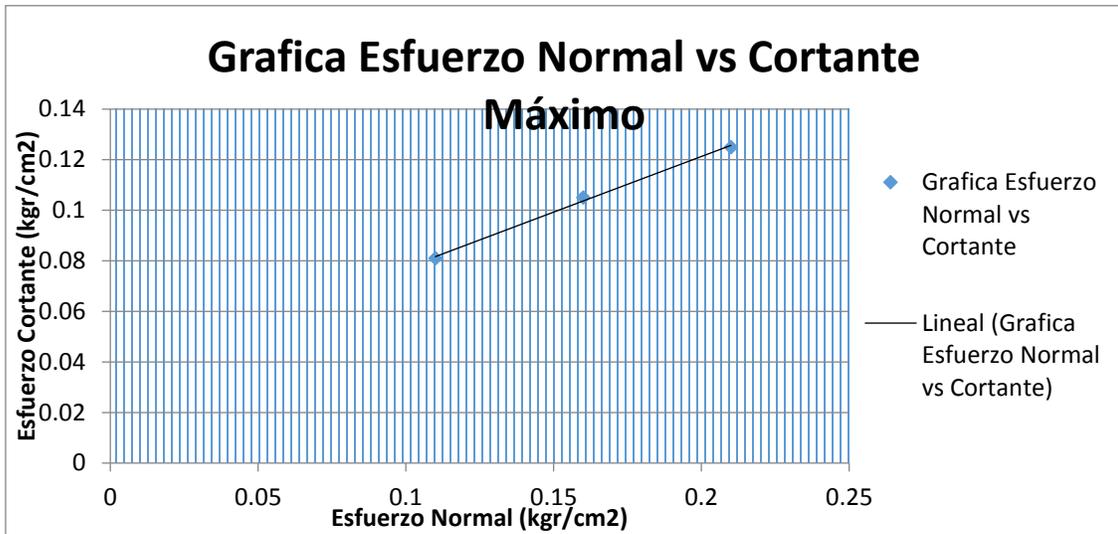
Cohesión= **0.03 kg/cm²**
 Angulo de fricción interna= **26°**



TALUD 2, MUESTRA 2

E. Normal	E. Cortante
0.11	0.081
0.16	0.105
0.21	0.125

Cohesión= **0.035 kg/cm²**
 Angulo de fricción interna= **23°**



Capacidad de carga del suelo.

La capacidad de carga admisible en una cimentación es aquella que puede aplicarse sin producir desperfectos en la estructura, teniendo un margen de seguridad dado por el coeficiente de seguridad. La capacidad de carga depende del tipo de suelo (gravas, arenas, limos, arcillas o combinaciones de ellas), de las características de la cimentación y de la estructura, y del coeficiente de seguridad adoptado. El conocimiento de la presencia o ausencia del nivel de las aguas freáticas (NAF) es muy importante porque cambia las condiciones de resistencia.

La teoría de Terzagui es uno de los primeros esfuerzos por adaptar a la mecánica de suelos los resultados de la mecánica del medio continuo. La teoría de Terzagui cubre el caso más general de suelos con "cohesión" y "fricción" y su impacto en la mecánica de suelos ha sido de tal trascendencia que aun hoy, es posiblemente la teoría más usada para el cálculo de capacidad de carga de suelos en proyectos prácticos, especialmente en el caso de cimientos poco profundos.

Para el cálculo de la capacidad de carga del suelo que se requiere para el análisis de estructural de muros se utilizan las fórmulas de Terzagui de cimentaciones corridas y se analiza para cada talud con la muestra de suelo que presente el pre dimensionamiento del muro más desfavorable. Las fórmulas son:

$$qc = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)}$$

$$\text{Donde: } a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_{\gamma} = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

ϕ	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
$K_p \gamma$	10.8	12.2	14.7	18.6	25	35	52	85	141	298

Donde:

FS = Factor de seguridad

Df = Profundidad de desplante

γ = Peso volumétrico del suelo

C = Cohesión del suelo

B = Base o ancho de cimentación

ϕ = Ángulo de fricción interna

$\left. \begin{array}{l} N_c \\ N_q \\ N_{\gamma} \end{array} \right\}$ Coeficientes adimensionales que dependen del valor de ϕ .

✚ Análisis de capacidad de carga del suelo para la muestra 2 del talud N° 1.

Datos:

$$C = 1.3 \text{ ton/m}^2$$

$$Df = 4.5\text{m}$$

$$\gamma = 1.72 \text{ ton/m}^3$$

$$B = 6.63\text{m}$$

$$\phi = 22^\circ$$

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$a = e^{(0.75\pi - 0.0611\pi) \tan 22^\circ}$$

$$a = 2.4$$

$$N_q = \frac{2.4^2}{2\cos^2(45 + 22^\circ/2)}$$

$$N_q = 9.21$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$$

$$N_c = (9.21 - 1)\cot 22^\circ$$

$$N_c = 20.32$$

Interpolando para los valores de ϕ , 20° y 25° , se encuentra el valor de $K_p\gamma$.

$$N_\gamma = \frac{\tan\phi}{2} \left(\frac{K_p\gamma}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

$$N_\gamma = \frac{\tan 22^\circ}{2} \left(\frac{26.6}{\cos^2 22^\circ} - 1 \right)$$

$$N_\gamma = 6.05$$

Sustituyendo en la formula general se tiene:

$$qc = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$qc = (1.3\text{ton}/\text{m}^2)(20.32) + (1.72\text{ton}/\text{m}^3)(4.5\text{m})(9.21) \\ + \frac{1}{2}(1.72\text{ton}/\text{m}^3)(6.63\text{m})(6.05)$$

$$qc = 132.2 \text{ ton}/\text{m}^2$$

✚ **Análisis de capacidad de carga del suelo para la muestra 2 del talud N° 2.**

Datos:

$$C = 0.35 \text{ ton/m}^2$$

$$Df = 3.7\text{m}$$

$$\gamma = 1.59 \text{ ton/m}^3$$

$$B = 5.23\text{m}$$

$$\phi = 23^\circ$$

$$N_q = \frac{a^2}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$a = e^{(0.75\pi - 0.06389\pi) \tan 23^\circ}$$

$$a = 2.5$$

$$N_q = \frac{2.5^2}{2\cos^2\left(45 + \frac{23^\circ}{2}\right)}$$

$$N_q = 10.26$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$$

$$N_c = (10.26 - 1)\cot 23^\circ$$

$$N_c = 21.82$$

Interpolando para los valores de ϕ , 20° y 25° , se encuentra el valor de $K_p\gamma$.

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_p\gamma}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

$$N_\gamma = \frac{\tan 23^\circ}{2} \left(\frac{30.23}{\cos^2 23^\circ} - 1 \right)$$

$$N_\gamma = 7.36$$

Sustituyendo en la formula general se tiene:

$$qc = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$qc = (0.35 \text{ ton/m}^2)(21.82) + (1.59 \text{ ton/m}^3)(3.7 \text{ m})(10.26) \\ + \frac{1}{2} (1.59 \text{ ton/m}^3)(5.23 \text{ m})(7.36)$$

$$qc = 98.6 \text{ ton/m}^2$$

CONDICIONES DEL CAUDAL DE AGUA	n	1/n
CANALES DE TIERRA SIN REVISTIR		
Tierra limpia y uniforme; canales recién ultimados	0,017	58,82
Curvatura suave, en lógamo o arcilla sólidos, con depósitos de fangos, sin crecimiento de vegetación, en condiciones normales.	0,025	40,00
Hierba corta, poca malezas	0,024	41,67
Malezas densas en aguas profundas	0,032	31,25
Suelo accidentado con piedras	0,035	28,57
Mantenimiento escaso, malezas tupidas en toda la altura del caudal.	0,040	25,00
Fondo limpio, arbustos en los taludes	0,070	14,29
CANALES REVISTIDOS		
Ladrillos de mortero de cemento	0,020	50,00
Hormigón, piezas prefabricadas, sin terminar, paredes rugosas	0,015	66,67
Hormigón, acabado con paleta, paredes lisas	0,013	76,92
Ladrillos, paredes rugosas	0,015	66,67
Ladrillos, paredes bien construidas	0,013	76,92
Tablas, con crecimiento de algas/musgos	0,015	66,67
Tablas bastante derechas y sin vegetación	0,013	76,92
Tablas bien cepilladas y firmemente fijadas	0,011	90,91
Membrana de plástico sumergida	0,027	37,04
CONDUCIONES ELEVADAS/CANALETAS/ACUADUCTOS		
Hormigón	0,012	83,33
Metal llano	0,015	66,67
Metal ondulado	0,021	47,62
Madera y bambú (llano)	0,014	21,43



MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
REPUBLICA DE EL SALVADOR

**NORMA TECNICA PARA
DISEÑO DE CIMENTACIONES
Y ESTABILIDAD DE TALUDES**

SAN SALVADOR, MAYO DE 1997

**NORMA TECNICA PARA DISEÑO DE CIMENTACIONES
Y ESTABILIDAD DE TALUDES**

CAPITULO 6

ESTABILIDAD DE TALUDES.

6.1 ALCANCES.

En este capítulo se definen los criterios básicos para el análisis y el diseño de taludes, así como las medidas de protección requeridas para los mismos.

6.2 CONSIDERACIONES GENERALES.

6.2.1 Previamente al diseño de un talud se debe contar con un estudio geotécnico, el que deberá considerar todas las superficies de falla probables así como la localización del nivel freático.

6.2.2 La extensión de la zona a ser considerada en el estudio, será definida por el especialista de suelos de acuerdo a la importancia del talud y las condiciones del lugar.

6.2.3 Se tomarán medidas para drenar eficientemente las aguas superficiales. Los acueductos y/o alcantarillados que atraviesen la zona deberán ser capaces de deformarse sin agrietarse.

6.3 EFECTO ESTÁTICO Y DINAMICO.

El análisis deberá tomar en cuenta las fuerzas estáticas y las fuerzas sísmicas aplicadas.

6.3.1 La fuerza sísmica, F_s , se determinará multiplicando el peso de cada cuña deslizante por el coeficiente sísmico correspondiente que se indica en 5.3.3.

6.3.2 Los factores de seguridad se indican en la Tabla 6.2.

**TABLA 6.2
Factor de seguridad.**

Condición	Combinación de Fuerzas	FS
1	F_g	1.4
2	$F_g + F_f + F_s$	1.1

REPUBLICA DE EL SALVADOR SISTEMA
NACIONAL DE PROTECCION CIVIL
PREVENCION Y MITIGACION DE DESASTRES.



PLAN PERIODO INVERNAL MORAZAN 2013



COMISIÓN DEPARTAMENTAL DE PROTECCIÓN CIVIL,
PREVENCIÓN Y MITIGACIÓN DE DESASTRES DEL
DEPARTAMENTO DE MORAZAN.



I. Situación.

El departamento de Morazán es uno de los catorce departamentos de la República de El Salvador, ubicado en la franja territorial Nororiental. Limita al Norte con la República de Honduras, al Sur y Occidente con el departamento de San Miguel y al Oriente con el departamento de la Unión. Para su administración Morazán se divide en 26 Municipio.

Este departamento por su ubicación geográfica tiene la amenaza de inundación por desbordamientos de ríos, deslizamientos y fallas geológicas.

1. 1.1. Cronología de eventos pasados:

a) Tormenta Tropical AGATHA

Mayo 2010:

Inundaciones: Caserío Portillo blanco Municipio El Divisadero, El Zungano Municipio de San Carlos, Municipio de Cacaopera y Corinto

Deslizamientos: Municipio de Chilanga, Cerro Burbur, Municipio de San Simón, y Municipios de Cacaopera, Corinto y Arambala.

Falla Geológica: Caserío Los Sortos Municipio de Delicias de Concepción, Ex-Bolsón Nahuaterique en Municipio de Arambala.

Fuerte Tormenta: Junio 2010:

Inundaciones: Barrio Las Flores, San Francisco Gotera y Comunidad El Zungano, San Carlos.

b) Tormenta Tropical ALEX.

Agosto 2010:

Inundaciones: Comunidad EL Zungano, San Carlos. Deslizamiento: Caserío El Aguacatal, Jocoaitique.



Fuerte tormenta Septiembre 2010

Inundación: Barrio Las Flores, Comunidad El Prado, Los Romeros, San Francisco Gotera, Gualindo Arriba Lolotiquillo y Comunidad El Zungano.

c) Tormenta Tropical Mathew Septiembre 2010

Falla Geológica: Caserío El Jobo, Cantón Agua Zarca, Osicala.

Deslizamientos: Calle principal hacia Perquin, a la altura de Delicias de Concepción, Joya de Talchiga, Perquin. El Divisadero. Daños en el puente de Yamabal.

d) Tormenta Tropical 12E

Octubre 2011

Deslizamientos: Calle principal Perquin, Cantón Volcancillo y calle principal Joateca, Nahuaterique Centro Arambala.

2.1. DESLIZAMIENTOS.

a) Daño Físico: Coeficiente de riesgo elevado. Debido a la topografía de los terrenos y grietas que reflejan el inicio de deslizamientos interrumpidos durante el invierno pasado y asentamientos ubicados en el trayecto de deslizamiento. Habrá alta probabilidad de frecuentes bloqueos en carreteras, calles y caminos a consecuencia de taludes inestables y suelos susceptibles a deslizamientos.

b) Daños a la salud: Escenario de riesgo elevado

Mortalidad: Escenario de riesgo elevado.

Debido al número de muertes, especialmente si el deslizamiento ocurriera en un área densamente poblada y de concentración de viviendas, pudiéndose dar por efecto directo del movimiento de tierra o por destrucción de viviendas o estructuras, con el



correspondiente colapso o derrumbamiento sobre personas y bienes. Al igual que los terremotos influye la hora del suceso. El número de víctimas es más alto en las viviendas cuando el evento es de noche, sin embargo el área comprometida es limitada y por ende también sus efectos. Traumatismos y lesiones: Escenario de riesgo alto.

El número de personas con traumatismos severos que necesitan atención médica de urgencia.

c) Daño a las líneas vitales:

Agua potable y alcantarillado: Escenario de riesgo elevado pero circunscrito en un área definida.

Debido a ruptura de tuberías de acueductos y alcantarillados con la consiguiente contaminación del agua; interrupción del servicio de las instalaciones de tratamiento de agua e inutilización de las mismas, o déficit en calidad y cantidad del suministro. Dicha interrupción podrá ocasionarse por movimientos de tierra, en los cuales hay destrucción sin daño, o por agrietamiento, colapso o daño físico de la construcción misma de la planta de tratamiento. Puede presentarse también una movilización de la población hacia una comunidad, sobrecargando la demanda de servicios públicos y alterando significativamente la oferta de los mismos, en calidad y cantidad.

Energía: Escenario de riesgo elevado pero circunscrito en un área definida.

Para esta área el compromiso de los sistemas y redes eléctricas no es común, salvo situaciones puntuales o excepcionales por ejemplo la presencia de una torre de alta tensión o interconexión en la zona de deslizamiento).

Telecomunicaciones: Escenario de riesgo elevado pero circunscrito en un área definida.



No es común que se presente compromiso en esta área, salvo el llamado colapso telefónico, o por el paso de redes en la zona del evento.

Transporte: Escenario de riesgo elevado pero circunscrito en un área definida.

Colapso del tráfico, ocasionado por curiosos, evacuaciones desordenadas, falta de coordinación en el ordenamiento del tráfico, deficiencia o caída de los sistemas de semáforos; daños en las vías, grietas, colapso de puentes, escombros sobre las vías (árboles, postes, ripio, etc.) y uso indiscriminado de vehículos.

d) Daño a la infraestructura productiva

Sector Agropecuario: Escenario de riesgo bajo.

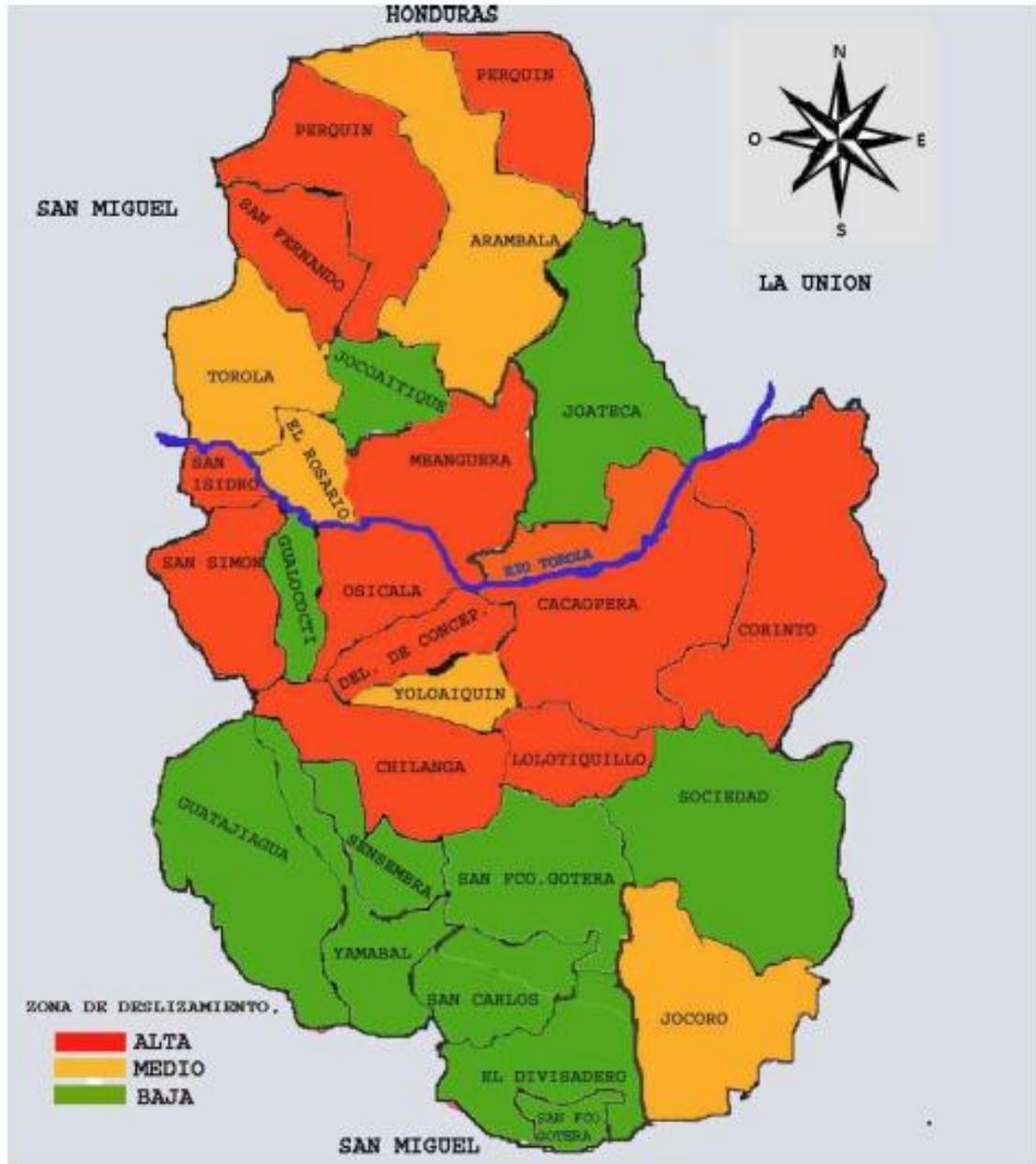
No se prevén problemas con la producción de alimentos, en algunos casos el movimiento de tierra podría generar inundaciones secundarias en caso de ríos, quebradas o canales bloqueados por escombros o deslizamientos, pudiendo afectar cultivos, situación que no es frecuente.

Sector Industrial y manufacturero: Escenario de riesgo bajo.

Este sector no es mayormente afectado, salvo en aquellos casos en donde la proximidad al deslizamiento pueda comprometer la estructura física de sus instalaciones.

Sector Bancario, Turístico y Comercial: Escenario de riesgo bajo.

Por tener características puntuales no es común que se perjudique el sector, salvo, daño directo de las instalaciones.





Protección Civil Prevención y Mitigación de Desastres. Plan Invernal 2013 Morazán.

MATRIZ ZONAS DE DESLIZAMIENTO MORAZAN.								
N°	Municipio	Ubicación del Riesgo	RIESGO	ZONA	CLASIF ICA.	N° de Viviendas	N° de Personas en Riesgo	N° de Familias en Riesgo
			2: Desliza.	U: Urbana R: Rural	A: Alta M: Media B: Baja			
1	Chilanga	Cantón Joya El Matasano	X	R	A	38	228	38
2	San Simón.	Instituto Nacional (Cerro El Zapote.)	X	R	A	28	132	28
		Gualpuca.	X	R	A	23	133	23
3	Lolotiquillo.	Gualindo Arriba	X	R	A	25	89	25
4	Delicias de Concepción.	Caserío Los Sortos	X	R	A	16	88	16
		Barrio Las Flores.	X	R	M	4	18	4
5	Osicala	Barrio San Rafael.	X	U	M	5	21	5
		Caserío El Jobo Cantón Agua Zarca	X	R	M	7	42	7
6	Joateca	El Portillo.	X	R	M	13	48	13
7	Torola	Caserío La Caida, Tijeretas.	X	R	M			
8	Jocoaitique	Colonia 3 de mayo, Rincon 1	X	R	M			
9	Arambala	Talhiga	X	R	M	12	45	12
10	Guatajiagua	Caserío Los Guevaras, Canton Maiguera.	X	R	M	4	20	4
11	Cacaopera	Caserío Guachipiln Centro	X	R	B	28	128	28
		Caserío Maculis, Canton Maculis.	X	R	B	13	65	13
12	Meanguera	Caserío El Barrial, Canton Cerro Pando.	X	R	B	9		
13	Corinto	Caserío Los Bonillas, Canton San Felipe.	X	R	B			
14	Gualococti	Caserío El Centro, Canton San Lucas.			B	8		8
15	Perquín	Caserío La Travesía, Carretera que conduce de Perquín a San Fernando.	X	R	M	8	20	8
		Caserío La Joya, Canton Casa Blanca.	X	R	M			
TOTAL						159	799	159

GLOSARIO

AGUA SUBTERRÁNEA: Agua existente debajo de la superficie terrestre en una zona de saturación, donde los espacios vacíos del suelo están llenos de agua.

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.

CARACTERIZACION: 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.

CAUDAL: Volumen de agua que fluye a través de una sección transversal de un río o canal en la unidad de tiempo.

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.

DGOA-MARN: Dirección General de Observatorio Ambiental y Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

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.

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.

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.

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.

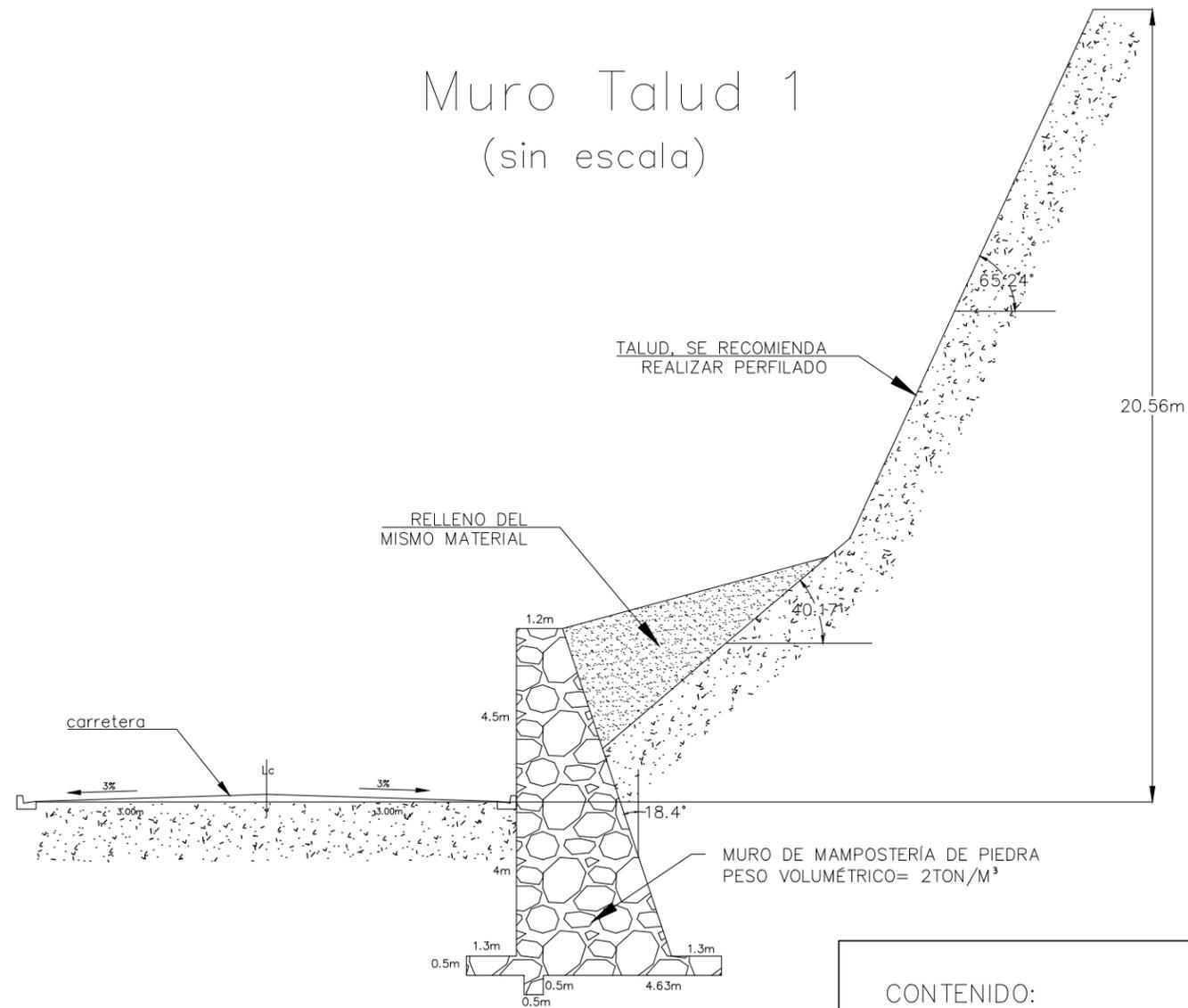
SUPERFICIE DE FALLA DE UN TALUD: zona dentro del talud que delimita la superficie probable de rotura o deslizamiento, la cual se encuentra relacionada con las condiciones geotécnicas del talud, de allí la importancia del conocimiento del tipo de material, formación y estructura geológica y propiedades 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.

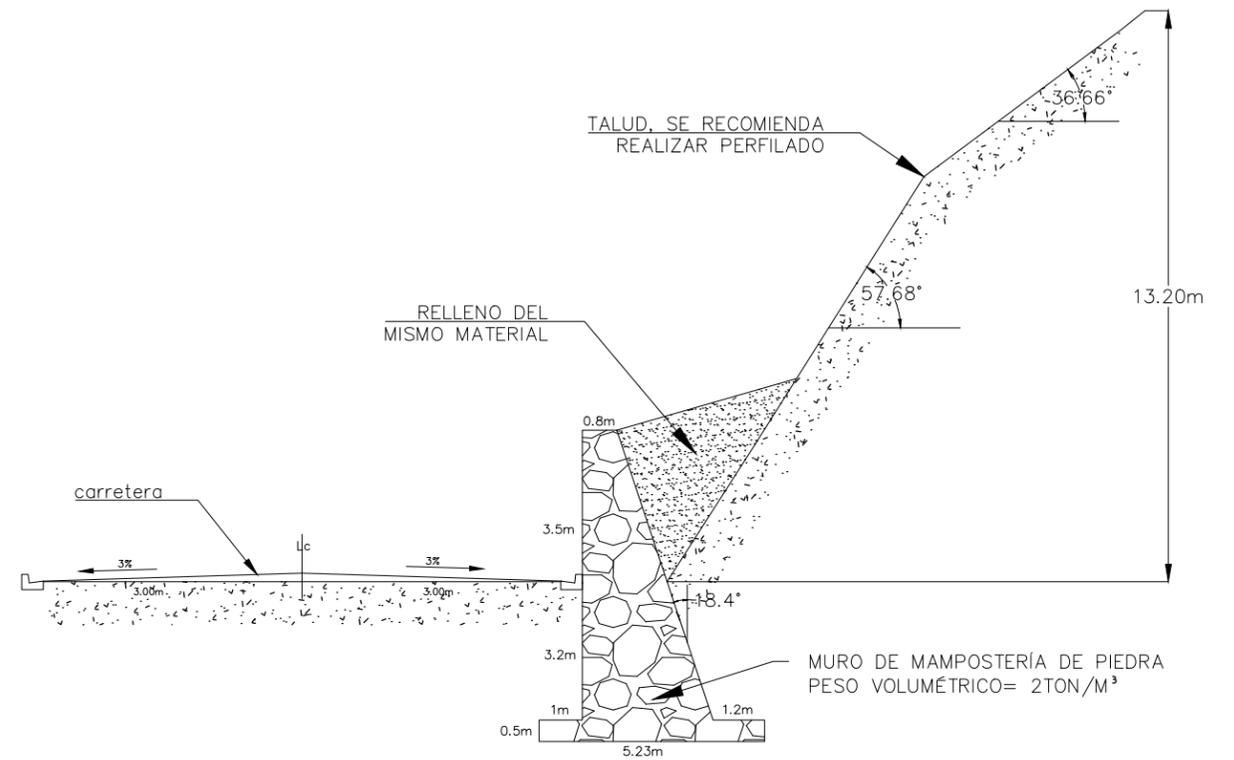
TALUD. Corte del suelo en forma inclinada (no a plomo).

VEGETACIÓN: La cubierta vegetal, como conjunto, de un área determinada, independientemente de sus componentes sistemáticos.

Muro Talud 1 (sin escala)



Muro Talud 2 (sin escala)



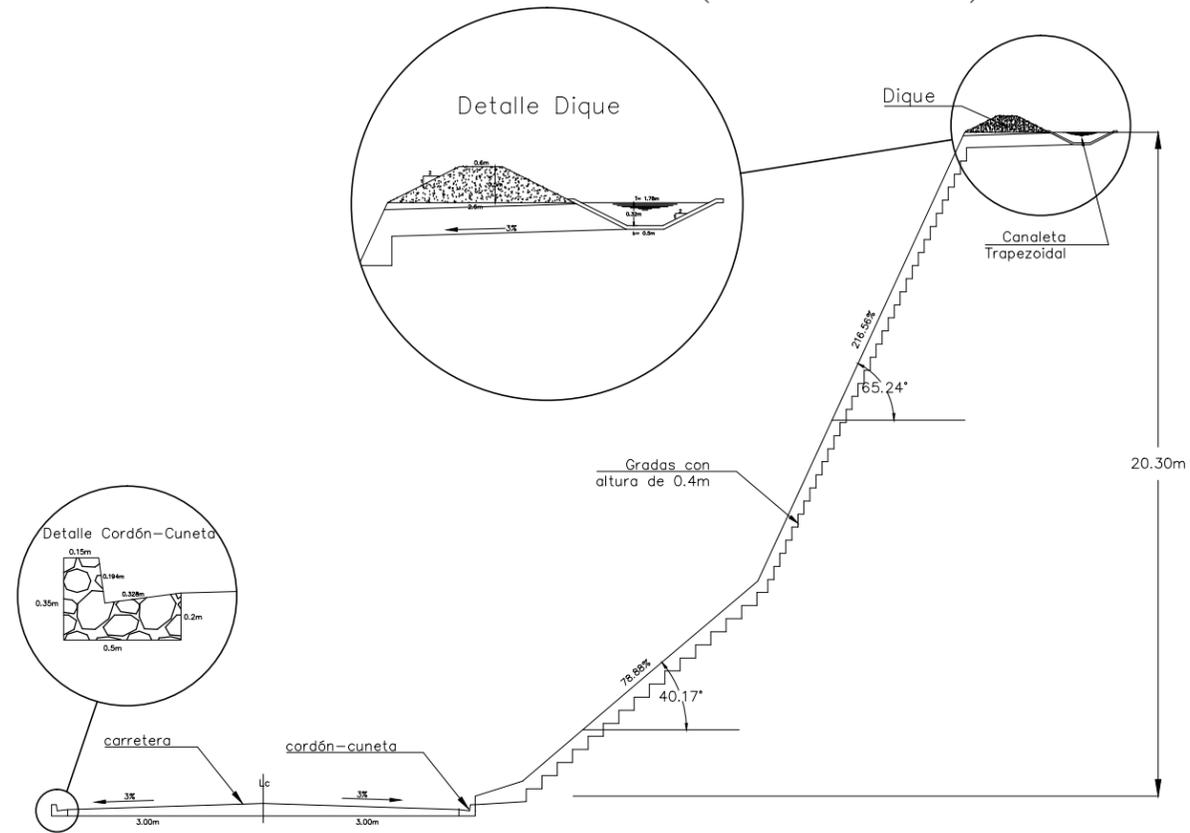
CONTENIDO:

VISTA EN PERFIL DE MUROS DE CONTENCION
POR GRAVEDAD PARA EL TALUD #1 Y TALUD #2
TRAMOS 1+450 Y 1+690 RESPECTIVAMENTE
SOBRE CARRETERA CACAOPERA-CORINTO
DEPARTAMENTO DE MORAZÁN

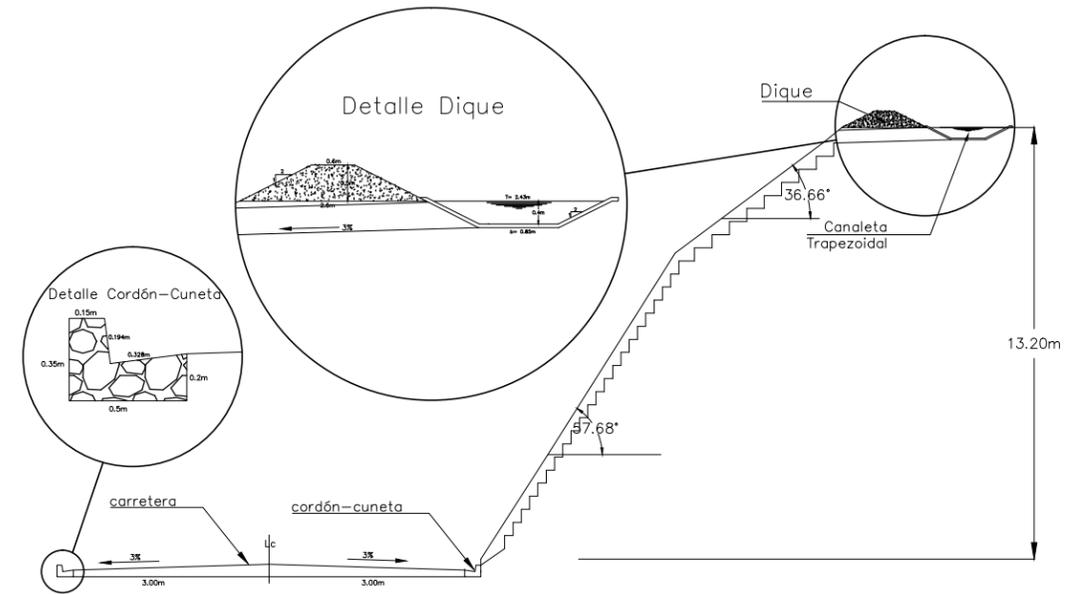


FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA DE ORIENTE

Canaletas Talud 1 (sin escala)



Canaletas Talud 2 (sin escala)



CONTENIDO:

VISTA EN PERFIL DE CANALIZACIÓN SUPERFICIAL DE AGUAS LLUVIAS PARA EL TALUD #1 Y TALUD #2 TRAMOS 1+450 Y 1+690 RESPECTIVAMENTE SOBRE CARRETERA CACAOPERA-CORINTO DEPARTAMENTO DE MORAZÁN



FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA DE ORIENTE

BIBLIOGRAFÍA

- ❑ 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.
- ❑ 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.
- ❑ Guía para la gestión local de riesgo por DESLIZAMIENTOS.Deush Gese schaft fur Technische zusammenarbiel (GTZ) GmbH, Cooperation Técnica Alemana.
- ❑ Diagnósticos territoriales de los municipios de la microrregión nor oriental de Morazán.
- ❑ Análisis geotécnico
- ❑ Plan nacional para responder a eventos derivados de la época invernal 2014. plan invernal 2014. Dirección General de Protección Civil, Prevención y Mitigación de Desastres.
- ❑ Guía de Mapas de Amenaza por Inestabilidad de Laderas.

- ❑ Manual metodológico para la evaluación de movimientos de laderas en el AMSS (El Salvador, CA). Julio de 2008.
- ❑ Norma Técnica para diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes. San Salvador, Mayo de 1997.
- ❑ Guía de Campo para las Mejores Prácticas de Gestión de Caminos Rurales. Gordon Keller & James Sherar. 2008.

Tesis

- ❑ AMAYA CAÑAS, HUGO ORLANDO Y OTROS. Identificación y evaluación del movimiento de ladera y propuestas de medidas de prevención de riesgos en el cantón Gualindo arriba, municipio de Iolotiquillo, departamento de Morazán.
- ❑ Carlos Eduardo Rodríguez., Implementación de un modelo estocástico para evaluar amenaza de deslizamientos (Universidad Nacional de Colombia Facultad de ingeniería departamento de ingeniería civil y agrícola Bogotá d.c., 2009.)
- ❑ Mario Efraín Hurtado Lascano(Ambato–Ecuador 2009)
Modelo para Estabilización de Taludes en la Carretera Selva Alegre-Saguangal que permita disminuir costos de mantenimiento.

- ❑ Julio Pantoja Prera.
Protección de taludes utilizando el método de Soil Nailing. Universidad San Carlos Guatemala 2008.

- ❑ Emilia Carnelin Posada Espinoza y Otros.
Caracterización de movimientos de ladera y propuestas de medidas de estabilización en los cantones san Antonio, jocote dulce y boquerón del municipio de Chinameca. 2006.

- ❑ José Roberto Alberti Arroyo. Técnicas de Mitigación para el control de deslizamientos en taludes y su aplicación a un caso específico. Octubre de 2006.

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.fisdI.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>