

UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

Maestría en Infraestructura del Transporte
en la Rama de las Vías Terrestres

**“ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD Y APLICACIÓN DE MODELOS AL
TALUD EL ÁLAMO DEL KM 207+234 DE LA ANTIGUA CARRETERA DE
MIL CUMBRES, EN EL TRAMO: HUAJÚMBARO – MORELIA.”**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE MAESTRO EN INFRAESTRUCTURA
DEL TRANSPORTE EN LA RAMA DE LAS VÍAS TERRESTRES

PRESENTA:

ING. GUILLERMO HUMBERTO AVILA AMBRIZ

DIRECTOR DE TESIS:

DOCTOR EN GEOLOGÍA

JOSÉ ELEAZAR ARREYGUE ROCHA

CO-DIRECTOR DE TESIS:

DOCTOR EN INGENIERÍA CIVIL

CARLOS CHÁVEZ NEGRETE

Morelia, Michoacán. Octubre de 2015.



*“Los que se enamoran de la práctica
sin la teoría son como los pilotos sin
timón ni brújula, que nunca podrán
saber a dónde van”*

(Leonardo Da Vinci)

Agradecimientos

A dios:

Le agradezco a mi dios por guiarme por el buen camino, por darme la fuerza, voluntad y coraje para hacer este sueño realidad, por estar conmigo en cada momento y por enseñarme que con esfuerzo, constancia y humildad todo es posible.

A mis padres:

Le agradezco a mis padres por estar conmigo en todo momento, tanto en mis triunfos como en mis fracasos, por iluminar mi camino para hacer de mí una persona de bien, les agradezco por los sabios consejos que siempre me han dado en el momento exacto, por enseñarme que los sueños se logran a base de esfuerzo y dedicación, por todos sus sacrificios para conmigo, porque gracias a eso hoy logro una meta más en mi vida, pero sobre todo gracias por el amor tan grande que me dan. Los quiero mucho.

A mis hermanos:

Por su apoyo incondicional en los momentos más difíciles de mi vida, por ayudarme y estar conmigo en cada momento, por sus sabios consejos, por ser mi fuerza y apoyo para salir adelante, por formar parte de lo más preciado que tengo en la vida que es mi familia.

A mi novia:

A mi niña hermosa Pazmin, gracias por estar siempre a mi lado, aun en los momentos más difíciles, por motivarme a hacer las cosas de la mejor forma, por darme ánimos cuando me he sentido deprimido, por todo el amor que siempre me has dado. Te amo princesa.

A mis amigos:

Isaid, Niñez, Edmundo, Erick, Edgar, Pablo, Israel, Fernando, Jany, Rosa, Horacio, etc. Por el apoyo que siempre recibí de ustedes, por ayudarme siempre que lo necesite, pero sobre todo por su amistad.

A mi asesor de tesis, el Dr. Eleazar Arregue Rocha

Gracias por su apoyo, paciencia y dedicación, porque gracias a ello fue posible concluir esta investigación, ya que sin su ayuda no hubiese sido posible cumplir este gran sueño.

Al Dr. Carlos Chávez Negrete

Gracias por sus consejos, ayuda y asesorías para la realización de este tema de tesis.

Al M.D. Carsicio Domínguez Téllez y al Tec. Jaime Guadalupe Phora Palderón.

Por los consejos e ideas que aportaron a este tema de investigación para su realización, por estar siempre conmigo para ayudarme, pero sobre todo por su amistad.

ÍNDICE

RESUMEN	XVI
ABSTRACT	XVII

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN	1
1.1 OBJETIVO GENERAL.....	2
1.2 OBJETIVOS PARTICULARES	2
1.3 JUSTIFICACIÓN	3

CAPÍTULO 2

ESTADO DEL ARTE	5
2.1 NOMENCLATURA DE TALUD O LADERA	5
2.2 CARACTERIZACIÓN DE MOVIMIENTOS DE MASA	6
2.2.1 Deslizamientos de talud	6
2.2.2 Nomenclatura de los procesos de movimiento	6
2.2.3 Dimensiones	7
2.2.4 Clasificación	8
2.3 CARACTERIZACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS	15
2.3.1 Tipo de Material	15
2.3.2 Clasificación según el tamaño del deslizamiento	17
2.4 FACTORES QUE AFECTAN EL COMPORTAMIENTO DE LOS DESLIZAMIENTOS	18
2.4.1 La Formación Geológica	18
2.4.2 La microestructura	18
2.4.3 La estructura geológica.....	18
2.4.4 La Tectónica y La Fracturación.....	19
2.4.5 La Geomorfología.....	19
2.4.6 El Estado de Meteorización	19

2.4.7	La Pendiente y el Relieve	20
2.4.8	El Clima y la Hidrología.....	20
2.4.9	La sismicidad	21
2.4.10	La cobertura vegetal	21
2.4.11	El Factor Tiempo	21
2.4.12	Procesos antrópicos	21
2.5	MECANISMO DE FALLA.....	23
2.5.1	Equilibrio o desequilibrio de las fuerzas	24
2.5.2	El deterioro	24
2.5.3	Factores detonantes.....	25
2.5.4	Fallamiento	25
2.5.5	La falla progresiva	25
2.5.6	Formación de la superficie de falla.....	26
2.6	ETAPAS EN EL PROCESO DE FALLA	26
2.7	PROCESOS EN LA ETAPA DE DETERIORO	27
2.8	INESTABILIZACIÓN.....	29
2.9	EFEECTO DEL AGUA	30
2.9.1	Infiltración relacionada con las lluvias	30
2.9.2	Los niveles freáticos	30
2.9.3	Aumento de la presión de poro	31
2.9.4	Presión de agua en grietas.....	31
2.9.5	Expansión y contracción por cambio de humedad	31
2.10	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	32
2.10.1	Métodos de análisis de estabilidad de taludes	33
2.10.2	Análisis por elementos finitos	35
2.10.3	Análisis de estabilidad de taludes en roca	36
2.10.4	Análisis cualitativo de la estabilidad de taludes	43
2.10.5	Análisis cuantitativo aplicando el RHRS para caídos en taludes carreteros	45

CAPÍTULO 3

METODOLOGÍA.....	48
3.1. INVESTIGACIÓN PREVIA AL ANÁLISIS	48

3.1.1	Fotografías aéreas e información de sensores remotos.....	48
3.1.2	Estudio de los mapas geológicos y topográficos	49
3.1.3	Visita de reconocimiento	50
3.2	RECONOCIMIENTOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS DE CAMPO	50
3.3	INVESTIGACIÓN IN SITU	51
3.3.1	Estudio topográfico.....	51
3.3.2	Caracterización de la matriz rocosa	51
3.3.3	Descripción de las discontinuidades	53
3.4	CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES	60
3.4.1	Caracterización del suelo	60
3.4.2	Caracterización de la matriz rocosa	74
3.5	CLASIFICACIONES GEOMECAÑICAS	82
3.5.1	Clasificación RMR (Bieniaswki).....	82
3.5.2	Método de Romana para taludes (SMR)	84

CAPÍTULO 4

SOFTWARE	87	
4.1	ROCDATA	87
4.2	DIPS	89
4.3	ROCPLANE.....	92
4.4	ROCTOPPLE.....	94
4.5	SWEDGE.....	96
4.6	SLIDE	98
4.7	GEOSTUDIO	100
4.8	ROCFALL	103

CAPÍTULO 5

MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN	105	
5.1	MODIFICACIÓN DE LA TOPOGRAFÍA	105
5.1.1	Abatimiento de la pendiente del talud	105
5.1.2	Remoción de materiales de la cabeza	106
5.1.3	Terrazas o bermas intermedias	106

5.1.4	Contrapesos en el pie del deslizamiento	107
5.1.5	Bermas bajas en el pie de terraplenes sobre suelos blandos	108
5.1.6	Muros de Suelo Reforzado (MSE)	108
5.2	LLAVES DE CORTANTE.....	109
5.3	CORRECCIÓN SUPERFICIAL	110
5.3.1	Mallas de guiado de piedras	111
5.3.2	Siembra de taludes	111
5.3.3	Concreto lanzado	112
5.4	MUROS DE GRAVEDAD.....	114
5.4.1	Muros rígidos	114
5.4.2	Muros de gravedad flexibles.....	115
5.5	ESTRUCTURAS ANCLADAS	117
5.5.1	Muros Anclados	118
5.5.2	Anclas apoyadas en bloques independientes o vigas.....	118
5.6	PERNOS, CLAVOS Y MICROPILOTES	119
5.6.1	Pernos	120
5.6.2	Clavos	121
5.6.3	Micropilotes	123
5.7	SUELO REFORZADO	125
5.7.1	Muros de tierra mecánicamente estabilizada (MSE)	126
5.7.2	Taludes reforzados (RSS)	127
5.8	ESTRUCTURAS ENTERRADAS	128
5.8.1	Tablestacas.....	129
5.8.2	Pilotes y Pilas.....	129
5.9	DRENAJE.....	130
5.9.1	Drenaje superficial.....	131
5.9.2	Drenaje subterráneo	133
5.10	MEJORAMIENTO DEL SUELO	137
5.11	CONTROL DE CAÍDOS Y DESLIZAMIENTOS EN ROCA	138
5.11.1	Refuerzo del macizo	138
5.11.2	Drenaje y subdrenaje	138
5.11.3	Conformación de la superficie	139

5.11.4	Retención o control de los caídos	140
CAPÍTULO 6		
RESULTADOS		142
6.1	DESCRIPCION DE LA ZONA DE ESTUDIO	142
6.2.	ESTUDIOS IN SITU	143
6.2.1	Levantamiento topográfico	144
6.2.2	Caracterización de la matriz rocosa en campo	145
6.2.3	Descripción de las discontinuidades	145
6.3	ESTUDIOS EN LABORATORIO	145
6.3.1	Caracterización del suelo	146
6.3.2	Caracterización de la matriz rocosa	152
6.4	ANÁLISIS CUALITATIVO DE LA INESTABILIDAD DE TALUDES	161
6.4.1	Evaluación cualitativa de la amenaza a deslizamiento	161
6.4.2	Análisis cualitativo aplicando el RHRS para caídos en taludes carreteros	163
6.5	CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DEL MACIZO ROCOSO	165
6.5.1	RQD (Rock Quality Designation)	165
6.5.2	Obtención de los parámetros JCS, JRC, ϕ_r y ϕ	165
6.5.3	Análisis cinemático con software DIPS.	167
6.5.4	Caracterización del macizo rocoso empleando el software RocData	170
6.5.5	Rock Mass Rating (RMR), Bieniawski	170
6.5.6	Slope Mass Rating (SMR), Romana.....	171
6.6	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LOS MOVIMIENTOS DE ROTURA EN ROCAS	174
6.7	MODELADO DE LOS CASOS DE DESLIZAMIENTO ROTACIONAL CON SLIDE	176
6.8	MODELADO DE CAÍDOS DE ROCA CON ROCFALL	186
6.9	MECANISMOS PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL TALUD	194
6.9.1	Mecanismo de estabilización para falla rotacional	194
6.9.2	Mecanismo de estabilización para movimientos de rotura en roca	196

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES	200
7.1 RECOMENDACIONES	203

CAPÍTULO 8

BIBLIOGRAFÍA	204
---------------------------	-----

ANEXO A	209
ANEXO B.....	211
ANEXO C.....	213
ANEXO D	214
ANEXO E.....	215
ANEXO F	216
ANEXO G	217
ANEXO H	219

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

Figura 2.1. Nomenclatura de taludes y ladera	5
Figura 2.2. Nomenclatura de un deslizamiento.....	7
Figura 2.3. Dimensiones de los movimientos en masa de acuerdo a IAEG Commission on Landslides (1990).	8
Figura 2.4. Caídos de bloques por gravedad en roca fracturada.....	9
Figura 2.5. Volteo o vuelco en materiales residuales.	9
Figura 2.6. Esquema de un proceso de reptación.	10
Figura 2.7. Deslizamientos en suelos blandos.....	10
Figura 2.8. Deslizamientos rotacionales típicos.	11
Figura 2.9. Deslizamiento de traslación en la vía Tijuana-Ensenada en México.....	11
Figura 2.10. Esquema de un movimiento de expansión lateral.....	12
Figura 2.11. Diferentes tipos de Flujos que se pueden preswentar.	13
Figura 2.12. Avalancha en el cauce de un río por acumulación de materiales, producto de una gran cantidad de deslizamientos ocurridos en el momento de un sismo.	14
Figura 2.13. Velocidad de acuerdo al tipo de movimiento.....	17
Figura 2.14. Esquema de un bloque sobre una pendiente.	20
Figura 2.15. Fallas de rellenos en vías, (a) falla por capacidad de soporte, (b) y (c) Deslizamiento por aumento de esfuerzos, (d) Aumento de presión de poro por taponamiento de las corrientes de agua subterránea.....	22
Figura 2.16. Equilibrio o desequilibrio de fuerzas en un talud.....	24
Figura 2.17. Fuerzas que actúan en una dovela en el método de Fellenius.....	34
Figura 2.18. Fundamentos de la proyección estereográfica.....	37
Figura 2.19. Ejemplo de proyección estereográfica.....	37
Figura 2.20. Esquema y representación de falla planar.	38
Figura 2.21. Esquema general de la falla de cuña.....	39
Figura 2.22. Análisis cinemático de la falla de cuña.....	40
Figura 2.23. Ejemplo de representación de una falla de cuña.....	40
Figura 2.24. Esquema general de la falla al volteo.	42

Figura 2.25. Análisis cinemático de la falla al vuelco (Goodman y Bray, 1976 y Hoek y Bray, 1981).	42
--	----

CAPÍTULO 3

Figura 3.1. Medida de la orientación de discontinuidades.....	54
Figura 3.2. Perfiles de rugosidad, la longitud de los perfiles esta entre 1 y 10 centímetros.....	56
Figura 3.3. Curva de fluidez y determinación del Límite Líquido.	64
Figura 3.4. Límites de consistencia.	65
Figura 3.5. Equipo de la prueba Proctor Estándar: (a) molde; (b) pisón.	66
Figura 3.6. Esquema que ilustrar la obtención de S_c	68
Figura 3.7. Consolidómetro propuesto por Terzaghi.....	69
Figura 3.8. Gráfica tiempo vs deformación durante la consolidación para un incremento dado de carga.	69
Figura 3.9. Forma típica de la curva de compresibilidad en suelos compresibles: a) Representación aritmética; b) Representación semilogarítmica.....	70
Figura 3.10. Diagrama del arreglo para la prueba de corte directo.....	70
Figura 3.11. Dimensiones del equipo para la prueba de durabilidad.	76
Figura 3.12. Determinación de las dimensiones para especímenes irregulares.	77
Figura 3.13. Ensayo de tilt test.	81

CAPÍTULO 4

Figura 4.1. Parámetros de entrada en el criterio de Hoek- Brown.....	88
Figura 4.2. Diálogos para la estimación de σ_{ci}	88
Figura 4.3. Diagrama de clasificación GSI.	88
Figura 4.4. Diálogos para la estimación de m_i	89
Figura 4.5. Diálogos para la estimación de D.	89
Figura 4.6. Aplicación, peso unitario del material, altura del talud.....	89
Figura 4.7. Parámetros resistentes por criterio de Mohr-Coulomb y Hoek-Brown.....	89
Figura 4.8. Orientación de las discontinuidades.....	90
Figura 4.9. Adicionar plano del talud.	91
Figura 4.10. Agrupaciones en contornos de concentración de polos.....	91
Figura 4.11. Análisis cinemático.	91
Figura 4.12. Ejemplos de análisis cinemáticos.	92

Figura 4.13. Datos de la geometría en falla planar.....	93
Figura 4.14. Datos de los parámetros de resistencia mecánica del material.	93
Figura 4.15. Fuerzas externas en la falla planar.	93
Figura 4.16. Factor de seguridad en la falla planar.....	94
Figura 4.17. Datos de la geometría en falla por vuelco.....	94
Figura 4.18. Datos de los parámetros de resistencia mecánica del material.	95
Figura 4.19. Fuerzas externas en la falla por vuelco.	95
Figura 4.20. Factor de seguridad en la falla por vuelco.....	96
Figura 4.21. Datos de la geometría y peso unitario en falla por cuña.	97
Figura 4.22. Datos de las juntas que conforman la falla de cuña.....	97
Figura 4.23. Fuerzas externas en la falla por vuelco.	97
Figura 4.24. Factor de seguridad en la falla de cuña.....	98
Figura 4.25. Opciones de superficie de falla.	99
Figura 4.26. Propiedades de los materiales.....	99
Figura 4.27. Modelación del flujo de agua en SLIDE.	99
Figura 4.28. Métodos de cálculo del factor de seguridad.	100
Figura 4.29. Calculo del factor de seguridad.....	100
Figura 4.30. Curva característica de succión en el suelo (SWCC).....	101
Figura 4.31. Estimación de la función de contenido volumétrico de agua.....	103
Figura 4.32. Estimación de la función de conductividad hidráulica.....	103
Figura 4.33. a) Definir geometría del talud, b) Definir los materiales del talud, c) Asignar tipos de material al talud, d) Resultados del modelo.	104

CAPÍTULO 5

Figura 5.1. Corte de parte del material deslizado para mejorar el FS.....	106
Figura 5.2. Estabilización por conformación del talud y bermas.....	107
Figura 5.3. Contrapeso para la estabilización de un deslizamiento activo.....	107
Figura 5.4. Detalle de bermas bajas al pie del deslizamiento.	108
Figura 5.5. Esquema de estabilización utilizando muro MSE.....	108
Figura 5.6. Llaves de cortante para terraplenes.....	109
Figura 5.7. Esquema de diferentes tipos de muros rígidos.....	114
Figura 5.8. Esquema de algunos tipos de muros flexibles.....	116
Figura 5.9. Tipos de estructuras andadas.....	118

Figura 5.10. Anclaje con tendones de acero.....	119
Figura 5.11. Tipos de pernos.....	120
Figura 5.12. Esquema de los tipos de clavos.....	121
Figura 5.13. Esquema de clavos en un deslizamiento.....	122
Figura 5.14. Esquema de micropilotes.....	123
Figura 5.15. Tipos de suelo reforzado.....	125
Figura 5.16. Tipos de refuerzo para muros MSE.....	126
Figura 5.17. Tipos de estructuras de suelo con refuerzo.....	127
Figura 5.18. Esquema de estructuras enterradas.....	129
Figura 5.19. Estabilización de un deslizamiento mediante pilotes.....	130
Figura 5.20. Superficie crítica de falla con y sin pilote.....	130
Figura 5.21. Detalles de zanja de la corona para el control de las aguas superficiales en un talud.	132
Figura 5.22. Esquema en planta de canales colectores espina de pescado.....	133
Figura 5.23. Esquema de entrega de canales interceptores a la mitad del talud.....	133
Figura 5.24. Esquema general de la colocación de un subdren de penetración.....	134
Figura 5.25. Colchón de drenaje colocados debajo de un terraplén.....	135
Figura 5.26. Esquema de una trinchera estabilizadora.....	135
Figura 5.27. Ejemplo de pantalla de drenaje con gaviones.....	136
Figura 5.28. Sistema de pozo vertical con drenes horizontales para la estabilización de los deslizamientos.....	136

CAPÍTULO 6

Figura 6.1. a) Fallas y fracturas en Tzitzio, b) Regiones potenciales de deslizamiento.....	142
Figura 6.2. Geología del municipio de Charo (SGM, 2009).....	143
Figura 6.3. Planta topográfica talud “El Alamo”.....	144
Figura 6.4. Corte longitudinal talud “El Alamo”.....	144
Figura 6.5. Curvas de consolidación para los especímenes de corte directo CU.....	147
Figura 6.6. Curvas Esfuerzo cortante vs Deformación horizontal para los especímenes de CU... ..	148
Figura 6.7. Envoltentes de falla pico y residual.....	149
Figura 6.8. Curvas de consolidación de las pruebas de corte directo CD.....	150
Figura 6.9. Curvas de Esfuerzo cortante vs Deformación horizontal de las pruebas de corte directo CD.....	151

Figura 6.10. Envoltente de falla de esfuerzos efectivos.....	152
Figura 6.11. Se muestran dos especímenes preparados para la prueba de durabilidad.	153
Figura 6.12. Índices de durabilidad de la andesita.....	154
Figura 6.13. Índices de durabilidad de la brecha volcánica.	154
Figura 6.14. Índice de durabilidad vs Densidad relativa en la andesita y brecha volcánica.	155
Figura 6.15. Equipo para la obtención del ángulo de rozamiento básico.	155
Figura 6.16. Porosidad vs Ángulo de rozamiento de la Andesita.	157
Figura 6.17. Porosidad vs Densidad relativa de la Andesita.	157
Figura 6.18. Peso volumétrico seco vs Densidad relativa de la andesita y brecha volcánica.	159
Figura 6.19. Equipo de carga puntal y muestra probada.....	159
Figura 6.20. Densidad relativa vs Carga puntal de la andesita y brecha volcánica.....	160
Figura 6.21. Raíces en el talud y material que compone el talud.....	162
Figura 6.22. Cunetas del talud “El Alamo” con material producto de talud.....	163
Figura 6.23. Topografía del talud “El Alamo” con algunos fragmentos de roca en la cuneta.	164
Figura 6.24. Envoltentes de falla de las 4 zonas según el criterio de Barton y Chubey.....	167
Figura 6.25. Se ilustran las ocho zonas en las que se dividió el talud para la toma de registros de las discontinuidades.	168
Figura 6.26. Análisis cinemático de la zona 1 a) falla planar, b) de cuña y c) de vuelco.	168
Figura 6.27. Relación de los tipos de mecanismos de rotura en roca para las ocho zonas.....	169
Figura 6.28. Análisis de los mecanismos de rotura a) Z1P1, b) Z1C1 y c) Z1V1.....	174
Figura 6.29. Estratos en los tres perfiles del talud.....	177
Figura 6.30. Modelos del perfil 0+040 a) sin aplicar una acción externa; b) aplicando un análisis sísmico.	178
Figura 6.31. FS en modelos para la etapa inicial y aplicando un análisis sísmico en los tres perfiles.	178
Figura 6.32. Modelos del perfil 0+040 aplicando infiltración, a) en la etapa inicial; b) a 9 días. ..	179
Figura 6.33. Factores de seguridad contra el tiempo de los diferentes perfiles.....	179
Figura 6.34. Modelos del perfil 0+040 a) sin aplicar una acción externa; b) aplicando un análisis sísmico.	180
Figura 6.35. FS en modelos para la etapa inicial y aplicando un análisis sísmico en los tres casos.	181
Figura 6.36. Modelos del perfil 0+040 a) con infiltración en la etapa inicial; b) etapa a 9 días.	181
Figura 6.37. Factores de seguridad contra el tiempo de los diferentes perfiles.....	182
Figura 6.38. Análisis de sensibilidad de los perfiles a) 0+040; b) 0+080; y c) 0+120.	183

Figura 6.39. Modelos del perfil 0+040 a) sin aplicar una acción externa; b) aplicando un análisis sísmico.	183
Figura 6.40. FS en modelos para la etapa inicial y aplicando un análisis sísmico en los tres casos.	184
Figura 6.41. Modelos del perfil 0+040, a) aplicando infiltración en la etapa inicial; b) etapa a 9 días.	184
Figura 6.42. Factores de seguridad contra el tiempo de los diferentes perfiles.	185
Figura 6.43. Esquema del perfil 0+040.	187
Figura 6.44. Perfil 0+080 a) y c) Trayectorias de los fragmentos al producirse el mecanismo de rotura en roca para 500 y 1000 bloques respectivamente, b) y d) Distribución de la ubicación final de los fragmentos de roca para 500 y 1000 bloques respectivamente.	188
Figura 6.45 Perfil 0+040, influencia de la barrera en la trayectoria de los desprendimientos de fragmentos de rocas con 500 y 1000 rocas respectivamente.	189
Figura 6.46. Esquema del perfil 0+080.	189
Figura 6.47. Perfil 0+080 a) y c) Trayectorias de los fragmentos al producirse el mecanismo de rotura en roca para 500 y 1000 bloques respectivamente, b) y d) Distribución de la ubicación final de los fragmentos de roca para 500 y 1000 bloques respectivamente.	190
Figura 6.48. Influencia de la barrera en la trayectoria de los desprendimientos de fragmentos de rocas con 500 y 1000 rocas respectivamente.	191
Figura 6.49. Esquema del perfil 0+120.	191
Figura 6.50. a) y c) Trayectorias de los fragmentos al producirse el mecanismo de rotura en roca para 500 y 1000 bloques respectivamente, b) y d) Distribución de la ubicación final de los fragmentos de roca para 500 y 1000 bloques respectivamente.	192
Figura 6.51 a), b) y c). Perfil 0+120. Influencia de la barrera en la trayectoria de los desprendimientos de fragmentos de rocas con 500 y 1000 rocas.	193
Figura 6.52. Modelos del perfil 0+040 sin aplicar una acción externa a), aplicando un análisis sísmico b) y con una infiltración a 9 días c).	195
Figura 6.53. Modelos del perfil 0+080 sin aplicar una acción externa a), aplicando un análisis sísmico b) y con una infiltración a 9 días c).	195
Figura 6.54. Modelos del perfil 0+120 sin aplicar una acción externa a), aplicando un análisis sísmico b) y con una infiltración a 9 días c).	196
Figura 6.55. Colocación y empleo de malla Triple Torsión.	197
Figura 6.56. Empleo de concreto lanzado armado con malla electro soldada.	198

ÍNDICE DE TABLAS

CAPÍTULO 2

Tabla 2.1. Velocidad de los movimientos (Adaptado de Cruden, Vames – 1996).	17
Tabla 2.2. Clasificación de deslizamientos de acuerdo con su volumen.....	18
Tabla 2.3. Métodos de análisis de estabilidad de taludes.....	33
Tabla 2.4. Formato para la estimación del peligro de deslizamiento de taludes.....	44
Tabla 2.4 continuación. Continuación formato para la estimación del peligro de deslizamiento de taludes.....	45
Tabla 2.5. Estimación del peligro de deslizamientos del terreno.....	45
Tabla 2.6. Criterios de clasificación del nivel de riesgo.....	46
Tabla 2.7. Modificación del RHRS.....	46

CAPÍTULO 3

Tabla 3.1. Clasificación del tamaño de grano de las rocas	52
Tabla 3.2. Grado de meteorización de la matriz rocosa.....	53
Tabla 3.3. Clasificación en base a la resistencia de la roca.....	53
Tabla 3.4. Descripción del espaciado.	55
Tabla 3.5. Descripción de la continuidad.....	56
Tabla 3.6. Descripción de la abertura.....	59
Tabla 3.7. Descripción de las filtraciones en discontinuidades.....	59
Tabla 3.8. Clasificación mediante el sistema SUCS (Juárez Badillo, 1980).	62
Tabla 3.9. Especificaciones para la prueba Proctor estándar (basada en las 698-91 de la ASTM). 67	
Tabla 3.10. Densidad del agua en función de la temperatura.....	75
Tabla 3.11. Clasificación según el índice de durabilidad.	77
Tabla 3.12. Valor del Coeficiente “C”.....	79
Tabla 3.13. Clasificación geomecánica RMR.	84
Tabla 3.14. Calidad de macizos rocosos en relación al índice RMR.....	84
Tabla 3.15. Clasificación SRM de Romana.....	86

CAPÍTULO 5

Tabla 5.1. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muros rígidos (Suárez, 2009).	115
Tabla 5.2. Ventajas y desventajas de diversos tipos de muros flexibles (Suárez, 2009).....	117
Tabla 5.3. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de refuerzo (Suárez, 2009).....	126

CAPÍTULO 6

Tabla 6.1. Descripción del talud “El Alamo”.....	145
Tabla 6.2. Resumen de datos obtenidos en prueba de granulometría y límites de consistencia.	146
Tabla 6.3. Resultados de la prueba de densidad de sólidos y Proctor estándar.	147
Tabla 6.4. Esfuerzos normales y cortantes (pico y residual) de la prueba de corte directo CU....	148
Tabla 6.5. Valores de T_{50} y velocidad de falla de la prueba de corte directo CD.....	150
Tabla 6.6. Esfuerzos normales y cortantes pico de la prueba de corte directo CD.	151
Tabla 6.7. Esfuerzos normales y cortantes obtenidos en las pruebas de corte directo CU y CD..	152
Tabla 6.8. Resultados de la prueba de ángulo de rozamiento.....	156
Tabla 6.9. Resultados obtenidos en la prueba de porosidad.....	156
Tabla 6.10. Resultados obtenidos en las pruebas de densidad aparente y absorción.	158
Tabla 6.11. Resultados de la prueba de peso volumétrico seco en estado natural.	158
Tabla 6.12. Resumen de los parámetros de la matriz rocosa (Andesita).	160
Tabla 6.13. Resumen de los parámetros de la matriz rocosa (Brecha volcánica).	161
Tabla 6.14. Estimación del peligro al deslizamiento del talud “El Alamo”.....	162
Tabla 6.15. Evaluación del nivel de riesgo por desprendimientos de roca, talud “El Alamo”.....	164
Tabla 6.16. Criterios de clasificación del nivel de riesgo (Rius y Aguiló, 2013).	165
Tabla 6.17. Parámetros de resistencia de las discontinuidades según el criterio de Barton y Chubey.....	166
Tabla 6.18. Parámetros de resistencia de las discontinuidades corregidas según el criterio de Barton y Chubey.....	166
Tabla 6.19. Resumen de los ángulos de fricción para cada zona.	167
Tabla 6.20. Resumen de los movimientos de rotura en roca para las ocho zonas.	169
Tabla 6.21. Clasificación RMR del talud “El Alamo” en sus cuatro zonas.....	171
Tabla 6.22. Cálculo de los factores F_1 , F_2 y F_3 para la clasificación SMR.....	172
Tabla 6.23. Clasificación SMR del macizo rocoso.	173
Tabla 6.24. Comparativa entre la Clasificación RMR y SMR del macizo rocoso.....	173
Tabla 6.25. Factores de seguridad de los movimientos de rotura en roca del talud en estudio. .	176

Tabla 6.26. Resultados del modelo del perfil 0+040, utilizando el RocFall, mostrando los fragmentos que llegan a la carpeta asfáltica.....	188
Tabla 6.27. Número de fragmentos de roca alojados en el cuerpo de la carretera después del movimiento de rotura en roca, perfil 0+080.	190
Tabla 6.28. Número de fragmentos de roca alojados en el cuerpo de la carretera después del movimiento de rotura en roca, perfil 0+120.	193

CAPÍTULO 7

Tabla 7.1. Parámetros de la roca andesita.....	200
Tabla 7.2. Parámetros de la brecha volcánica.....	201

RESUMEN

Una de las bases fundamentales para el crecimiento económico de un país es la infraestructura con la que cuenta, con el desarrollando de su infraestructura son más los servicios de los cuales puede disponer la población e irse desarrollando por consiguiente, de tal forma que el crecimiento financiero y social dependen directamente de su infraestructura. Dentro de la amplia gama que envuelve el término infraestructura, destaca la infraestructura carretera (puentes, viaductos, carreteras, etc.), que ayudan a unir las poblaciones de un país y con lo cual se puede facilitar el comercio entre sus habitantes. Estas vías terrestres deben garantizar la seguridad de sus usuarios principalmente, evitando que existan defectos que demeriten su seguridad, como son: un mal trazo geométrico, deformaciones en el pavimento, acumulación de agua en la vía, baches, deficiente superficie de rodadura, deslizamientos de taludes, etc.

En el presente tema de investigación se desarrolla el análisis y propuesta de una solución, para un problema de inestabilidad de talud, aplicado al talud de la carretera México-Morelia, en el tramo Huajúbaro-Morelia km 207+234. El análisis se desarrolló inicialmente en gabinete, para lo cual se obtuvo toda la información posible de la zona y talud en estudio; para continuar con los trabajos de campo, en donde se tomaron muestras de materiales y sus diferentes datos; finalmente se desarrollaron las pruebas necesarias de laboratorio. Una vez realizado lo anterior, se realizó la clasificación del macizo rocoso aplicando los métodos de Bieniawski (RMR) y Romana (SMR), con lo cual se determinó su susceptibilidad a inestabilidad y su tipo de mantenimiento necesario.

Siguiendo con el análisis, se desarrollaron los modelos con el software Dips para determinar los posibles mecanismos de rotura en roca, y posteriormente se determinó el factor de seguridad de cada uno de estos movimientos, empleando para esto los software Swedgue, RocPlane y RocTopple. Además se realizó el modelo del talud para falla rotacional con el software Slide, llegando a obtener de igual forma su factor de seguridad; finalmente se llegó a proponer un método de estabilización del talud, modelando para esto los métodos de estabilización en los software: Slide y RocFall.

Palabras claves: Inestabilidad de taludes, Bienawski, Romana, Aplicación de software, Métodos de estabilización de taludes.

ABSTRACT

One of the fundamental basis for economic growth of a country is the infrastructure that counts; with the developing of its infrastructure are more the services, which can provide for the population and its developing therefore, such that the financial and social growth depend directly on their infrastructure. Within the range that surrounds the word infrastructure, highlights the road infrastructure (bridges, viaducts, roads, etc.), that help to unite the people of a country and thus can facilitate trade among its inhabitants. These land routes must guarantee the safety of its users mainly, avoiding having defects that invalidate the safety, such as: a bad geometric trace, pavement deformation, accumulation of water on the road, potholes, poor road surface, slope landslides, etc.

In the present research topic the analysis and proposal of a solution is developed, for slope instability problem, applied to the slope of the Mexico-Morelia highway, on the stretch Huajúbaro-Morelia km 207 + 234. The analysis was initially developed in cabinet, for which it all the information possible of the area under study and slope was obtained; to continue with the fieldwork, where samples of the different materials and their data were taken; finally, the necessary laboratory tests were developed. Once done this, rock mass classification was performed using the methods of Bieniawski (RMR) and Roman (SMR), thereby its susceptibility to instability and its type of necessary maintenance was determined.

Following with the analysis, the models were developed with the Dips software to identify potential failure mechanisms in rock, and subsequently the safety factor for each of these movements was determined, using for this Swedgue, RocToppole and RocPlane software. Furthermore, the model for rotational fails of the slope was performed with the Slide software, coming to get equally their safety factor; finally it came to propose a method of stabilization of the slope, modeling the methods for stabilization in the software: Slide and RocFall.

Keywords: Slope Instability, Bieniawski, Romana, Application Software, Stabilization Methods.

1 INTRODUCCIÓN

El principal problema que se tiene al momento de proyectar cualquier tipo de carretera, es la estabilización de sus taludes, ya que de nada servirá la resistencia que pueda tener la vialidad al paso de los vehículos, si se tienen taludes inestables que produzcan continuos deslizamientos y pongan en peligro la funcionalidad de la carretera.

Los deslizamientos de taludes y movimientos de rotura en roca, constituyen un problema de suma importancia en varios sectores del territorio nacional, ya que posee una morfología sumamente accidentada. Dichos fenómenos se producen generalmente debido a causas artificiales (como lo es el cambio de la geometría de una ladera por la construcción de una carretera) o naturales (debido a fuertes lluvias, sismos, el peso del mismo talud y su geometría, etc.).

El objetivo principal de un análisis de estabilidad de taludes es el de establecer mecanismos y medidas de prevención y control para aumentar el Factor de Seguridad (FS) del talud y con esto reducir los niveles de amenazas y riesgo.

La mayoría de las carreteras y ciudades en México se ven afectadas por la inestabilidad de laderas y taludes, causando con esto pérdidas humanas y daños en las propiedades. Estos fenómenos son muy frecuentes en nuestro país, debido a la presencia de factores que desencadenan dicho problema, como son las lluvias de corta o larga duración, los sismos de magnitud variable, la morfología tan accidentada del país y la actividad humana, entre otros factores.

En el presente estudio se analizará la estabilidad del Talud “El Álamo”, ubicado sobre la carretera México-Morelia, en el tramo Huajúbaro-Morelia km 207+234. El presente documento consta de siete capítulos, el Primer Capítulo da un enfoque general sobre los estudios de estabilidad de taludes, además de presentar los objetivos generales, particulares y justificación de la investigación.

En el Segundo Capítulo se describen las bases teóricas sobre la estabilidad de taludes, como lo son las partes de un talud y un deslizamiento, los principales tipos de deslizamientos, los factores que intervienen en la ocurrencia de un deslizamiento, hasta llegar a los métodos de análisis de estabilidad de taludes tanto de forma cuantitativa como cualitativa.

El Tercer Capítulo consta de la metodología necesaria para llevar a cabo el análisis de estabilidad de taludes, partiendo de la recopilación de información en gabinete; continuando con la recopilación de información de campo, como lo es el levantamiento topográfico, obtención de la orientación de las discontinuidades, así como su abertura, relleno, rugosidad, etc., e información necesaria para caracterizar al talud; llegando finalmente a la descripción de las pruebas de laboratorio, necesarias para la caracterización de los diferentes materiales que conforman el talud en estudio.

En el Cuarto Capítulo se describen los diferentes software que se emplean para realizar el análisis de estabilidad del talud. De esta forma se describe el software RocData que se utilizó para determinar los parámetros de resistencia de los estratos de roca; el software Dips empleado para realizar el análisis cinemático del talud, con lo cual poder conocer los mecanismos de rotura en roca que se pueden producir y analizar cada uno de ellos, según corresponda con los software RocPlane, RocTopple y Swedge para obtener sus FS y proponer un método de estabilización con ayuda del software RocFall; finalmente se aplicó el software Slide para modelar el deslizamiento, obtener su FS y proponer un método de estabilización para movimientos rotacionales.

En el Quinto Capítulo se describen algunos de los métodos que se utilizan para la estabilización de los taludes, desde como abatir la infiltración de agua con diferentes configuraciones de drenes, aumentar la resistencia del talud empleando pilotes, micropilotes, etc., algunos tipos de barreras como lo son muros de gaviones, de suelo reforzado, etc.

En el Sexto Capítulo se presentan los resultados obtenidos de la investigación, partiendo de la recopilación de información de gabinete, campo y pruebas de laboratorio de acuerdo a lo descrito en el Capítulo Tres, para posteriormente aplicar los software necesarios en el análisis de estabilidad, como se describió en el capítulo cuatro y obtener así los diferentes FS del talud, respecto de los diversos tipos de movimiento que se pueden presentar (deslizamiento rotacional, de cuña, vuelco y planar).

Finalmente en el Séptimo Capítulo se presentan las conclusiones de la investigación, así como la propuesta de estabilización de acuerdo a los análisis realizados en todo el trabajo expresado anteriormente.

1.1 OBJETIVO GENERAL

Obtener la caracterización geomecánica de los materiales que conforman el talud el “Alamo” de la carreta México-Morelia, con la finalidad de realizar los modelos necesarios y obtener así los FS del talud en estudio, bajo los diversos mecanismos de falla que puedan ocurrir, y poder así proponer y modelar un mecanismo de estabilización adecuado al fenómeno que se presenta en campo.

1.2 OBJETIVOS PARTICULARES

- a) Recopilación de información del talud en estudio, como es datos de la zona en la que se encuentra, datos de precipitación del lugar y coeficiente sísmico que se aplica en la zona, obtención de fotografías satelitales
- b) Trabajo de campo para obtener muestras, realizar el levantamiento de discontinuidades, verificar relleno, abertura, humedad, etc., de cada caso.
- c) Obtención de la geometría y estratigrafía del talud mediante levantamiento topográfico.

- d) Clasificación geomecánica de los taludes de roca mediante los métodos empíricos de Bieniawski y Romana.
- e) Analizar el talud bajo métodos empíricos para evaluar el riesgo por desprendimientos y la susceptibilidad a movimientos de taludes carreteros.
- f) Caracterización de los materiales que conforman el talud en estudio mediante pruebas de laboratorio y campo.
- g) Obtención del análisis cinemático aplicando el software Dips, para conocer los diferentes tipos de mecanismos de rotura en roca que se pueden presentar.
- h) Obtención del análisis de estabilidad bajo movimientos de rotura en roca, aplicando los software RocPlane, RocTopple y Swedge, incluyendo un análisis sísmico.
- i) Obtención de análisis de estabilidad bajo fallas rotacionales, aplicando el software Slide, incluyendo un análisis sísmico y la influencia de la lluvia.
- j) Simulación de caídos de roca para determinar distancias, recorridos y mecanismo de estabilización para este tipo de movimientos, utilizando el software RocFall.
- k) Determinar un mecanismo de estabilización bajo fallas rotacionales utilizando el software Slide.

1.3 JUSTIFICACIÓN

En México año con año se tiene que dar conservación a las carreteras ya existentes, debido al deterioro de la vialidad por su uso y a fenómenos presentes en la vialidad como son el caso de los deslizamientos de taludes, caídos de bloques, deformaciones en el pavimento, etc.; ya que dichos defectos en la carretera ponen en riesgo la economía y seguridad del usuario.

La investigación del presente tema se realizó en el talud “El Álamo”, que se encuentra sobre la carretera Huajúbaro-Morelia en el km 207+234. Dicha carretera fue construida hace 83 años, por lo cual sus trabajos de conservación son vitales pues se trata de una vialidad con una larga vida, que a pesar de que ya no es la principal carretera para transportarse a México, aún sigue siendo una ruta muy transitada ya sea por los pobladores de las zonas, transportistas y turismo de la zona que viajan hacia la zona turística de los azufres, el santuario de la mariposa monarca, balnearios sobre dicha carretera, además de que es parte importante de la Ruta Panamericana, la cual se corre anualmente, motivo por el cual debe estar en muy buenas condiciones.

El Talud en estudio, “El Alamo”, se eligió debido a la gran problemática que tiene, ya que en visitas de campo se pudo observar los diferentes deslizamientos que ha venido presentado, esto de acuerdo a lo que se pudo apreciar en las diferentes visitas de campo, así como el mismo talud tiene cicatrices de pasados desprendimientos.

En el lugar se ha encontrado desde pequeños deslizamientos rotacionales hasta caídos de bloques de algunos metros cúbicos de volumen. En pláticas con pobladores de la zona, se ha recabado información de dicho talud, haciendo comentarios que es inestable al grado de no poder soportar más de dos días de lluvia sin que presente algún desprendimiento o caído de bloques. Motivo por

el cual en campo se puede observar todo el material que ha tenido que ser desalojado de la vialidad y que es producto de anteriores deslizamientos, e incluso se observa el fracturamiento de la cuneta debido a los impactos que producen los caídos de bloques.

Una de las principales problemáticas que se presenta corresponde a la zona, ya que es parte de la zona montañosa (Sierra de Mil Cumbres) en la que se encuentra que aunado a la zona sísmica que le corresponde y a las fuertes lluvias que se presentan en el lugar, dan como resultado un talud que presenta deslizamientos constantemente y que impone una situación de riesgo a los usuarios, un riesgo que no ha sido mitigado hasta la fecha.

Por tal motivo se decidió realizar esta investigación, con el objeto de buscar posibles mecanismos que ayuden a la estabilizar del talud, para que pueda permanecer estable, lo que ayudará y dará confianza a todos los usuarios que circulan por esta carretera y principalmente a los habitantes del lugar, ya que ellos son los más afectados cada vez que se tiene algún percance de este tipo.

Además, esta información le puede ayudar a la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, para poder decidir sobre que técnicas utilizar para el mejoramiento y estabilización del talud.

2 ESTADO DEL ARTE

2.1 NOMENCLATURA DE TALUD O LADERA

Un talud o ladera es una masa de tierra que no es plana sino que tiene una pendiente. Se define como ladera cuando su conformación actual tuvo como origen un proceso natural y talud cuando se conformó artificialmente (Fig. 2.1).

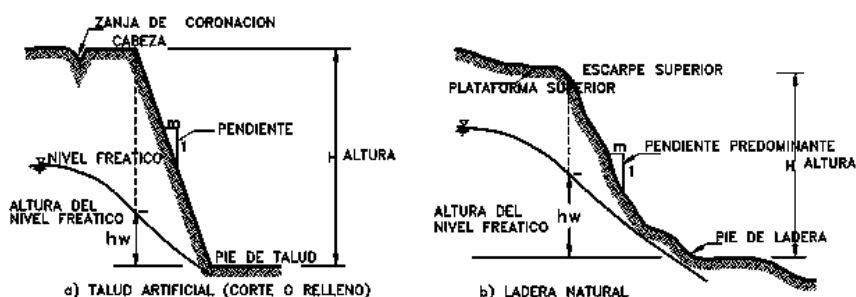


Figura 2.1. Nomenclatura de taludes y ladera

Las laderas que han permanecido estables por muchos años pueden fallar en forma imprevista debido a cambios: topográficos, a la sismicidad, a los flujos de agua subterránea, cambios en la resistencia del suelo, meteorización o factores de tipo antrópico o naturales que modifiquen su estado natural de estabilidad. Los taludes generalmente se pueden agrupar en tres categorías: Los terraplenes, los cortes de laderas naturales y los muros de contención.

En el talud o ladera se definen los siguientes elementos constitutivos (Suarez Díaz, 2009):

1. Altura: Es la distancia vertical entre el pie y la cabeza del movimiento.
2. Pie: Corresponde al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte inferior.
3. Cabeza o escarpe: Se refiere al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte superior.
4. Altura de nivel freático: Distancia vertical desde el pie del talud o ladera, hasta el nivel de agua medida debajo de la cabeza.
5. Pendiente: Es la medida de la inclinación del talud o ladera.

2.2 CARACTERIZACIÓN DE MOVIMIENTOS DE MASA

2.2.1 Deslizamientos de talud

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

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

2.2.2 Nomenclatura de los procesos de movimiento

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

- **Escarpe principal**

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

- **Escarpe secundario**

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

- **Cabeza**

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

- **Cima**

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

- **Corona**

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

- **Superficie de falla**

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

- **Pie de la superficie de falla**

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

- **Base**

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

- **Punta o uña**

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

- **Cotado o flanco**

Es un costado del movimiento.

- **Superficie original del terreno**

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

- **Derecha e izquierda**

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

Todo lo anterior se muestra en la Figura 2.2.

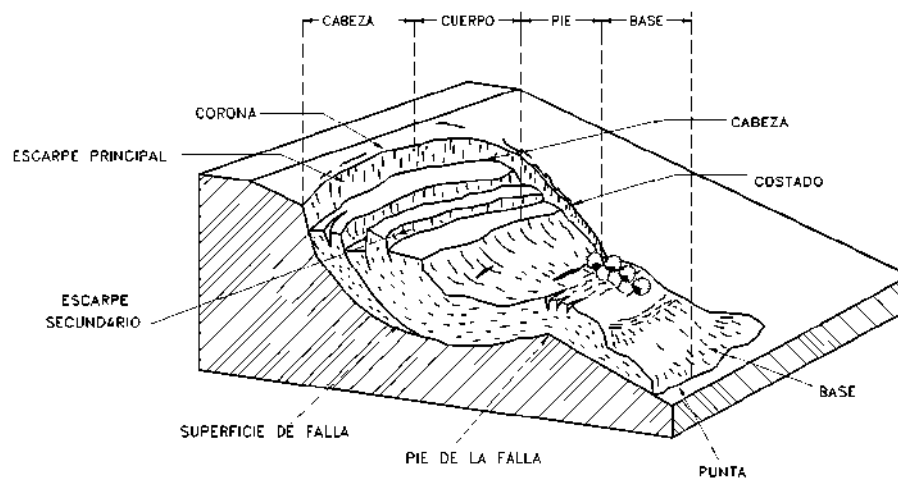


Figura 2.2. Nomenclatura de un deslizamiento.

2.2.3 Dimensiones

La IAEG (International Association of Engineering Geologists, 1990) creó la siguiente terminología, además que se muestra en la Figura 2.3.

- **Ancho de la masa desplazada W_d**

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

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

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

- **Longitud de la masa deslizada L_d**

Es la Distancia mínima entre la punta y la cabeza.

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

Distancia mínima desde el pie de la superficie de falla y la corona.

- **Profundidad de la masa desplazada D_d**

Máxima profundidad de la masa movida perpendicular al plano conformado por W_d y L_d .

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

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

- **Longitud total L**

Es la Distancia mínima desde la punta (parte baja) a la corona del deslizamiento.

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

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

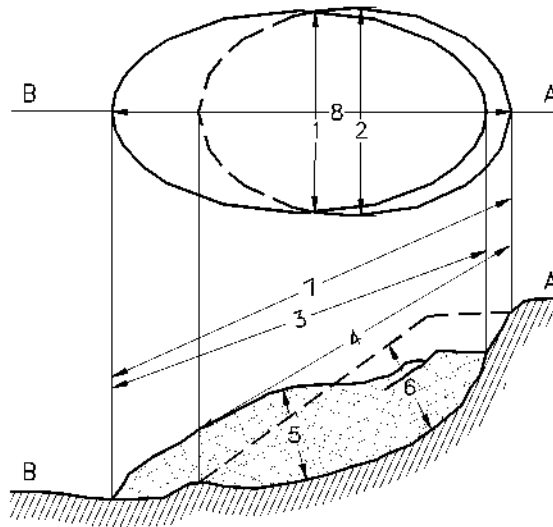


Figura 2.3. Dimensiones de los movimientos en masa de acuerdo a IAEG Commission on Landslides (1990).

2.2.4 Clasificación

Varnes (1978) propuso el siguiente sistema, en el cual se tipifica los principales tipos de movimiento (Suarez Díaz, 1998).

- **Caídos de rocas**

Este movimiento solamente se presenta en rocas, donde una masa de cualquier tamaño se desprende de un talud de pendiente fuerte, a lo largo de una superficie, en la cual ocurre ningún o muy poco desplazamiento de corte y desciende principalmente, a través del aire por caída libre provocando pequeños brinco del bloque hasta llegar a pararse (Fig. 2.4).

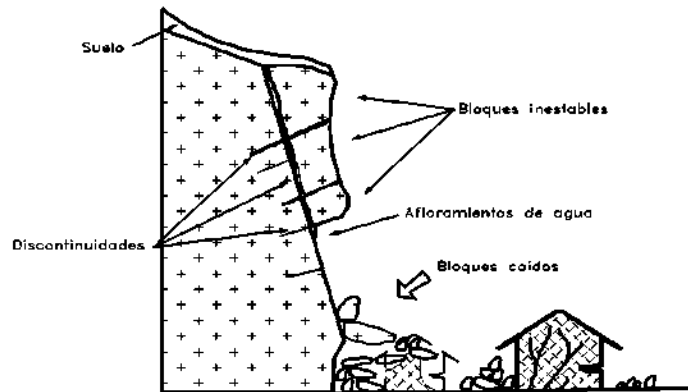


Figura 2.4. Caídos de bloques por gravedad en roca fracturada.

Wyllie y Norrish (1996) consideran que también son importantes las lluvias como causas principales de caídos, lo que conduce a que la roca se fracture, el viento, la escorrentía, las fracturas planares adversas, el movimiento de los animales, la erosión diferencial, las raíces de los árboles, los nacimientos de agua, las vibraciones de maquinaria y vehículos y la descomposición del suelo. Asimismo deben incluirse, los terremotos, los cortes de las vías, explotación de materiales y las actividades antrópicas.

- **Vuelco o volteo**

Este tipo de movimiento consiste en una rotación hacia adelante de una unidad o unidades de material térreo con centro de giro por debajo del centro de gravedad de la unidad y generalmente, ocurren en las formaciones rocosas (Fig. 2.5).

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

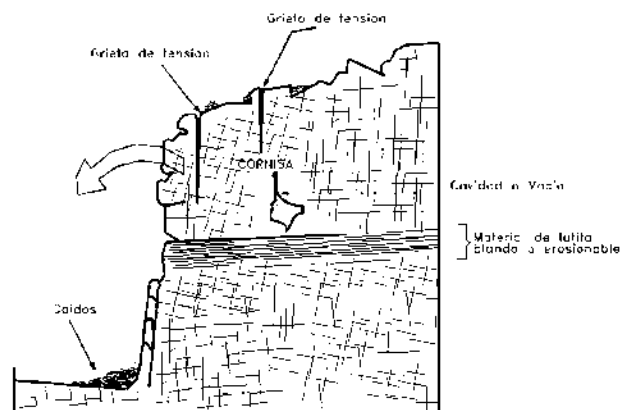


Figura 2.5. Volteo o vuelco en materiales residuales.

- **Reptación**

La reptación se presenta solamente en suelos por lo que consiste en movimientos muy lentos a extremadamente lentos del suelo subsuperficial, no teniendo una superficie de falla definida. Generalmente, el movimiento es de pocos milímetros a centímetros al año, pero puede afectar a grandes áreas de terreno (Fig. 2.6).

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

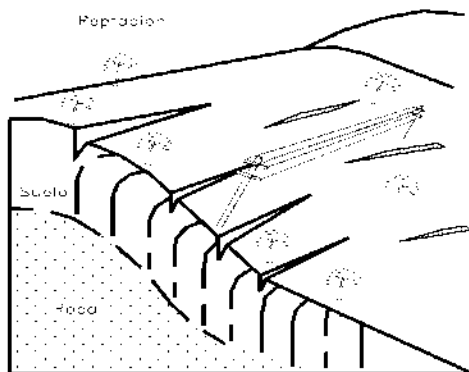


Figura 2.6. Esquema de un proceso de reptación.

- **Deslizamiento**

Este movimiento consiste en un desplazamiento de corte a lo largo de una o varias superficies, que pueden detectarse fácilmente o dentro de una zona relativamente delgada (Fig. 2.7). El movimiento puede ser progresivo, o sea, que no se inicia simultáneamente a lo largo de toda la superficie de falla.

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

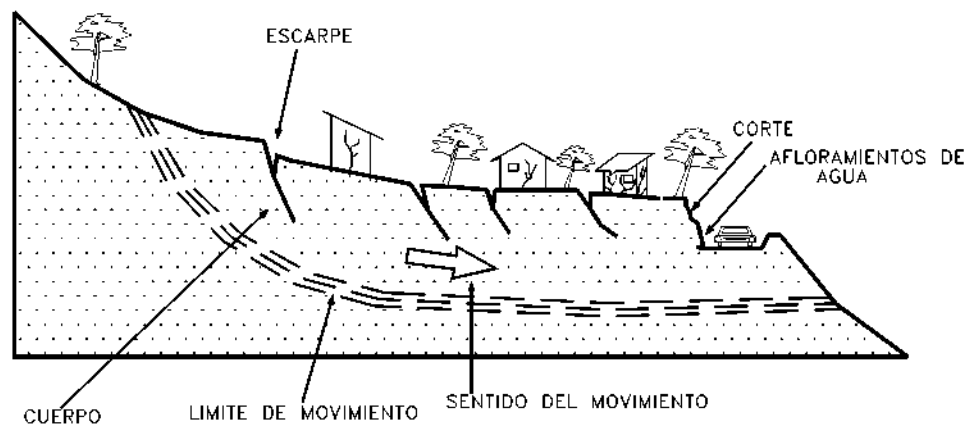


Figura 2.7. Deslizamientos en suelos blandos.

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

- **Deslizamiento Rotacional**

En un deslizamiento rotacional, donde la superficie de falla es formada por una curva cuyo centro de giro se encuentra por encima del centro de gravedad del cuerpo del movimiento (Fig. 2.8). Visto en planta el deslizamiento posee una serie de agrietamientos concéntricos y cóncavos en la dirección del movimiento. El movimiento produce un área superior de hundimiento y otra inferior de deslizamiento, generándose comúnmente, flujos de materiales por debajo del pie del deslizamiento.

Los deslizamientos rotacionales ocurren usualmente, en suelos homogéneos, sean naturales o artificiales. Dentro del deslizamiento, suceden otros desplazamientos curvos que forman escarpes secundarios y ocasionalmente ocurren varios deslizamientos sucesivos en su origen pero que conforman una zona de deslizamientos rotacionales independientes (Suarez Díaz, 1998).

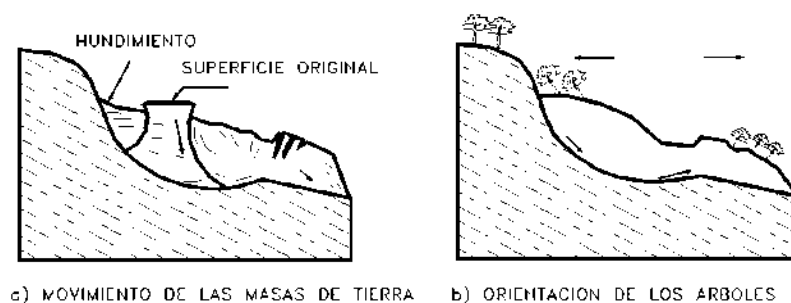


Figura 2.8. Deslizamientos rotacionales típicos.

- **Deslizamiento de traslación**

En el deslizamiento traslacional, la masa se desplaza hacia fuera o hacia abajo, a lo largo de una superficie más o menos plana o ligeramente ondulada y tiene muy poco o nada de movimiento de rotación o volteo (Fig. 2.9). Los movimientos traslacionales tienen generalmente, una relación D_r/L_r de menos de 0.1.

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

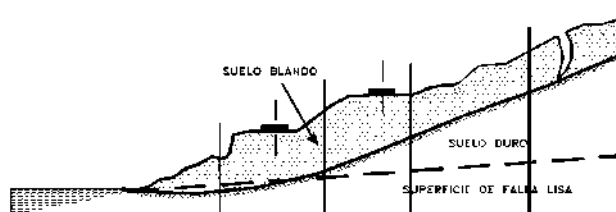


Figura 2.9. Deslizamiento de traslación en la vía Tijuana-Ensenada en México.

- **Espaciamiento lateral**

En los movimientos de espaciamiento lateral el modo de movimiento dominante es la extensión lateral, acomodada por fracturas de corte y tensión. El mecanismo de falla puede incluir elementos no solo de rotación y translación sino también de flujo (Fig. 2.10). El sistema de movimiento, es por lo general extremadamente lenta. Los esparcimientos laterales pueden ocurrir en grandes bloques de roca, que están apoyados sobre suelos plásticos y también se forman en suelos finos.

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

- Movimientos distribuidos en una extensión pero sin una superficie basal bien definida de corte o de flujo plástico.
- Movimientos que envuelven fracturas y extensión de roca o suelo, debido a la licuación o flujo plástico del material subyacente. Las capas superiores pueden hundirse, trasladarse, rotarse, desintegrarse o pueden licuarse y fluir.

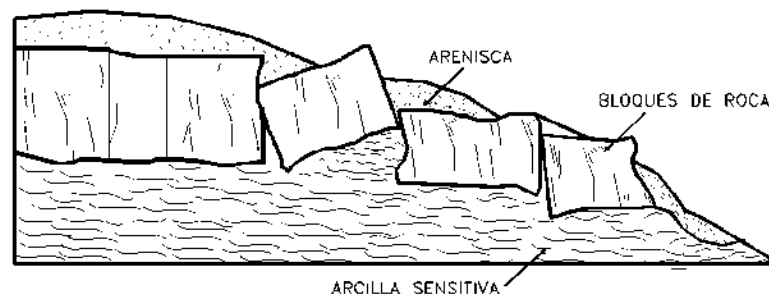


Figura 2.10. Esquema de un movimiento de expansión lateral.

- **Flujo**

En un flujo existen movimientos relativos de las partículas o bloques pequeños dentro de una masa que se mueve o desliza sobre una superficie de falla. Los flujos pueden ser lentos o rápidos (Fig. 2.11), así como secos o húmedos y los puede haber de roca, de residuos o de suelo o tierra.

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

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

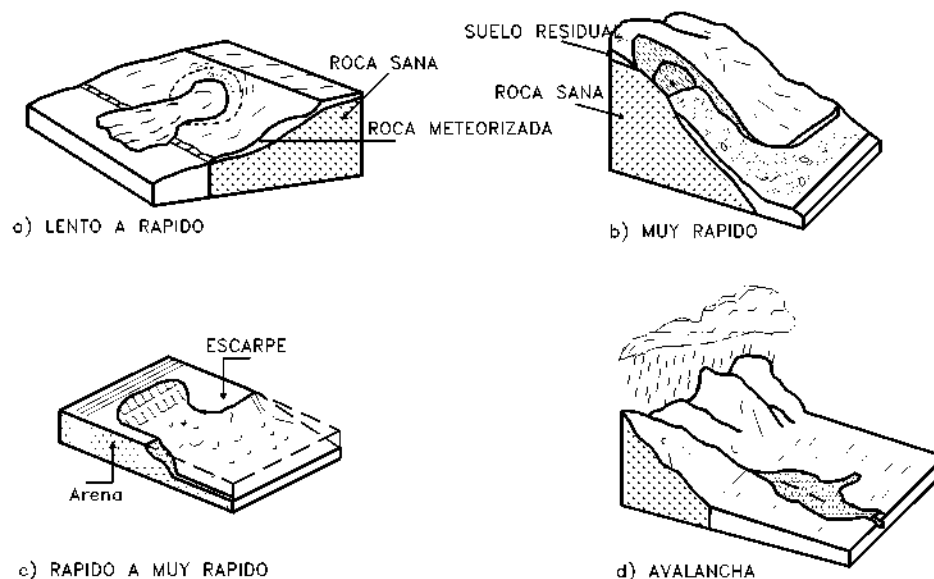


Figura 2.11. Diferentes tipos de Flujos que se pueden presentar.

a) Flujos en roca

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

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

Su ocurrencia es mayor en rocas ígneas y metamórficas muy fracturadas. Estos flujos tienden a ser ligeramente húmedos y su velocidad tiende a ser rápida a muy rápida (Suarez Díaz, 1998).

b) Flujos de residuos o detritos

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

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

c) Flujos de suelo

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

d) Flujos de lodo

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

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

- **Avalanchas**

En las avalanchas la falla progresiva es muy rápida y el flujo desciende formando una especie de “ríos de roca y suelo” (Fig. 2.12). Estos flujos comúnmente se relacionan con lluvias ocasionales de índices pluviométricos excepcionales muy altos, deshielo de nevados o movimientos sísmicos en zonas de alta montaña y la ausencia de vegetación, aunque es un factor influyente, no es un prerrequisito para que ocurran.

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

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

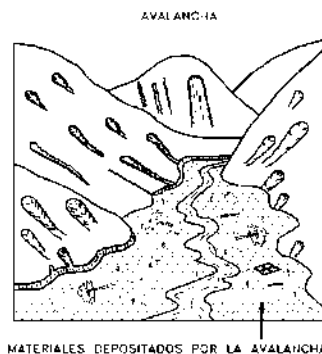


Figura 2.12. Avalancha en el cauce de un río por acumulación de materiales, producto de una gran cantidad de deslizamientos ocurridos en el momento de un sismo.

- **Movimientos complejos**

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

2.3 CARACTERIZACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS

2.3.1 Tipo de Material

1. *Roca*. Es el material duro y firme que estaba intacto en su lugar, antes de la iniciación del movimiento.
2. *Residuos*. Se denomina Residuos o "Detritos", al suelo que contiene una significativa proporción de material grueso. Se considera que si más del 20% del material en peso es mayor de 2 milímetros de diámetro equivalente, debe llamarse "Residuos".
3. *Tierra*. Se denomina tierra, a los materiales con más del 50% de finos, que cuentan con una humedad relativamente baja y no tienen consistencia líquida.
4. *Lodo*. Se denomina lodo a un material con más del 50% de finos, los cuales tienen humedades cercanas o superiores al límite líquido (Suarez Díaz, 2009).

2.3.2 Humedad

1. *Seco*. No contiene humedad “Visible”.
2. *Húmedo*. Contiene algo de agua, pero no posee agua libre.
3. *Mojado*. Contiene suficiente agua para comportarse en parte, como un líquido y posee cantidades visibles de agua que pueden salir del material.
4. *Muy mojado*. Contiene agua suficiente para fluir como líquido, aún en pendientes bajas.

2.3.3 Estilo

1. *Complejo*. Es aquel que tiene al menos dos tipos de movimiento.
2. *Compuesto*. En este caso ocurren simultáneamente varios tipos de movimientos en diferentes áreas de la masa desplazada.
3. *Múltiple*. Se denomina múltiple a un deslizamiento que muestra movimientos repetidos del mismo tipo
4. *Sencillo*. Se presenta un solo tipo de movimiento.

2.3.4 Estado de Actividad

1. *Activo*. Deslizamiento que se está moviendo actualmente.
2. *Reactivado*. Movimiento que nuevamente está activo, después de haber estado inactivo.
3. *Suspendido*. Deslizamientos que han estado activos durante los últimos ciclos estacionales, pero que no se están moviendo en la actualidad.
4. *Inactivo*. Deslizamiento que lleva varios ciclos estacionales sin actividad.
5. *Dormido*. Deslizamiento inactivo donde aparentemente permanecen las causas del movimiento.
6. *Abandonado*. Es el caso de un río que cambió de curso y que estaba produciendo un deslizamiento.
7. *Estabilizado*. Movimiento suspendido por obras remediales artificiales.
8. *Relicto*. Deslizamiento que probablemente ocurrió hace varios miles de años.

2.3.5 Secuencia de Repetición

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

1. *Progresivo*. La superficie de falla se extiende en la misma dirección del movimiento.
2. *Retrogresivo o sucesivo*. La superficie de falla se extiende en dirección opuesta al movimiento.
3. *Ampliándose*. La superficie de falla se extiende hacia una u otra de las márgenes laterales.
4. *Alargándose*. La superficie de falla se alarga agregándoles continuamente, volumen de material desplazado.
5. *Confinado*. Se refiere a los movimientos que tienen un escarpe visible, pero no tienen superficie de falla visible en el pie de la masa desplazada.
6. *Disminuyendo*. El volumen de material que está siendo desplazado, disminuye con el tiempo.

2.3.6 Velocidad del Movimiento

En la Tabla 2.1 se indica la escala de velocidades de movimientos, propuesta por el Transportation Research Board (1996), Estados Unidos. En algunos casos, ocurren diferentes velocidades de los diversos modos de movimiento motivo por el cual, se requiere que cada uno de ellos sea definido por separado.

La velocidad del movimiento tiene gran influencia sobre el poder destructivo de un deslizamiento. Habitualmente, los deslizamientos extremadamente rápidos, corresponden a catástrofes de gran violencia. Generalmente, la velocidad del movimiento es lenta al principio y puede aumentar de velocidad de acuerdo con el tipo de movimiento, lo que se ilustra en la Figura

2.13. Otro aspecto importante de la velocidad, es que permite monitorear el desarrollo del proceso (Suarez Díaz, 2009).

Clase	Descripción	Velocidad (mm/s.f.)	Desplazamiento	Poder destructor
7	Extremadamente rápida	5×10^3	5 m/seg.	Catástrofe de violencia mayor; edificios destruidos por el impacto o el material desplazado, muchas muertes, escape improbable.
6	Muy rápida	5×10^1	3 m/min.	Alguna pérdida de vidas; velocidad demasiado alta para permitir a todas las personas escapar.
5	Rápida	5×10^{-1}	1.8 m/hora	Escape posible; estructuras, propiedades y equipos destruidos.
4	Moderada	5×10^{-3}	13 m/mes	Algunas estructuras temporales y poco sensitivas pueden mantenerse temporalmente. Construcciones remediales se pueden realizar durante el movimiento.
3	Lenta	5×10^{-5}	16 m/año	Algunas estructuras insensitivas pueden mantenerse con mantenimiento frecuente.
2	Muy lenta	5×10^{-37}	16 mm/año	Algunas estructuras permanentes no son dañadas por el movimiento.
1	Extremadamente lenta			Movimientos imperceptibles sin instrumentos; posible construcción pero teniendo ciertas precauciones.

Tabla 2.1. Velocidad de los movimientos (Adaptado de Cruden, Varnes – 1996).

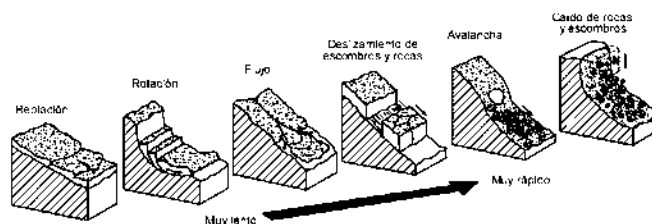


Figura 2.13. Velocidad de acuerdo al tipo de movimiento.

2.3.2 Clasificación según el tamaño del deslizamiento

La clasificación basada en el volumen del deslizamiento fue propuesta por Fell (1994) (Tab. 2.2). El volumen determina la magnitud del riesgo. Por lo general a mayor volumen, mayor el riesgo.

Clase de Tamaño por Volumen	Descripción del Tamaño	Volumen (m ³)
1	Extremadamente pequeño	< 500
2	Muy pequeño	500 a 5.000
3	Pequeño	5,000 a 50,000
4	Mediano	50,000 a 250,000
5	Medianamente grande	250,000 a 1,000,000
6	Muy grande	1,000,000 a 5,000,000
7	Extremadamente grande	> 5,000,000

Tabla 2.2. Clasificación de deslizamientos de acuerdo con su volumen.

2.4 FACTORES QUE AFECTAN EL COMPORTAMIENTO DE LOS DESLIZAMIENTOS

2.4.1 La Formación Geológica

Cada formación geológica posee un determinado patrón de comportamiento. Si el material que conforma el talud es homogéneo, el modelo conceptual es relativamente sencillo y fácil de interpretar; sin embargo, cuando el talud está formado por varios tipos de roca o suelo, el comportamiento geotécnico del conjunto es diferente al de cada material por separado.

En los taludes donde aparecen varios materiales diferentes se debe elaborar un modelo que incluya todos los materiales, cada cual con su comportamiento característico, pero al mismo tiempo, se debe analizar el comportamiento conjunto de los diversos materiales. Generalmente, cada formación geológica tiene unos patrones típicos que se repiten en los diferentes taludes.

2.4.2 La microestructura

La microestructura incluye la fábrica y la textura de los materiales. Esta define entre otras cosas el ángulo de reposo del material y éste a su vez determina la pendiente máxima estable del talud.

2.4.3 La estructura geológica

Es común que los deslizamientos ocurran a lo largo de las superficies de debilidad existentes en el suelo o la roca. A estas superficies de debilidad se les conoce como la "estructura geológica" la

cual está conformada por las discontinuidades, fracturas, planos de estratificación o superficies de debilidad del macizo o talud. Los elementos de estructura geológica que más comúnmente afectan los deslizamientos son:

1. *Los planos de estratificación.* Corresponden a los planos de cambio de litología del material, propios de las rocas sedimentarias.
2. *Los planos de foliación o esquistosidad.* Son planos de microestructura comunes en las rocas metamórficas. Estos planos representan superficies de debilidad para la ocurrencia de deslizamientos en los esquistos.
3. *Las fracturas.* Son planos de separación o rotura, los cuales se encuentran presentes en la mayoría de formaciones rocosas. La fracturación está relacionada con los procesos tectónicos y otros factores propios de la evolución de la corteza terrestre.
4. *Los "slickensides" o paleosuperficies de movimiento.* Son superficies lisas de muy baja resistencia, a lo largo de las cuales han ocurrido anteriormente desplazamientos.

2.4.4 La Tectónica y La Fracturación

La tectónica produce dos efectos: fallamiento y fracturación. Las discontinuidades juegan un papel importante en el deslizamiento de los materiales residuales. Si se encuentran abiertas actúan como conductores de agua y activadores de presiones de poro. El agua, al hacerse presente dentro de la junta, produce meteorización de sus paredes, debilitándolas.

2.4.5 La Geomorfología

Brusden (2002) define la geomorfología como el estudio de las formas de la superficie de la tierra, su origen, los procesos relacionados con su desarrollo y las propiedades de los materiales, con lo cual se puede predecir el comportamiento y el estado futuro.

Las condiciones geomorfológicas presentes son esenciales en el análisis de la ocurrencia de deslizamientos, debido a que los procesos de vertiente son parte integral de los procesos dinámicos como variables que controlan la evolución del paisaje (Aristizabal y Yokota, 2006).

La geomorfología refleja los procesos que están actuando sobre el talud, así como los paleo-procesos que lo han afectado en el pasado y su relación con la fitología y otros elementos constitutivos, no solamente de un talud en particular, sino de todo el ambiente de una zona.

Por ejemplo, una ladera afectada por procesos tectónicos (morfología con escarpes empinados) posee una morfología diferente a una afectada, principalmente por procesos de depositación (morfología suave u ondulada).

2.4.6 El Estado de Meteorización

En los ambientes tropicales dominados por temperaturas altas y cambiantes, por lluvias abundantes, la meteorización de los materiales es muy fuerte y se caracteriza por la

descomposición rápida de feldspatos y minerales ferromagnesianos, la concentración de óxidos de hierro y aluminio y la remoción de sílice y de las bases de Na_2O - K_2O - CaO y MgO (Gidigasú, 1972).

2.4.7 La Pendiente y el Relieve

Al aumentar la pendiente, generalmente se aumentan las fuerzas que tratan de desestabilizar el talud y disminuyen los factores de seguridad al deslizamiento. Los taludes de alta pendiente son muy susceptibles a la ocurrencia de inclinaciones, caídos y flujos de residuos. Además de la pendiente, es muy importante la curvatura de la superficie (Fig. 2.14).

El efecto de la pendiente se puede esquematizar de acuerdo con la Figura 2.14. Un bloque de peso W descansa sobre una superficie paralela a la pendiente del terreno y crea un esfuerzo o fuerza que trata de hacer deslizar el bloque (F_d). Al aumentar la pendiente el esfuerzo es mayor. El bloque permanecerá estable hasta que las fuerzas actuantes (F_d) excedan las fuerzas resistentes (F_r) (Suarez Díaz, 2009).

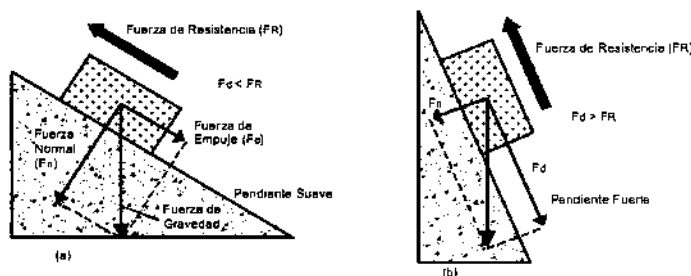


Figura 2.14. Esquema de un bloque sobre una pendiente.

2.4.8 El Clima y la Hidrología

El clima y en especial la precipitación juegan un papel determinante en la estabilidad de los taludes. La presencia o ausencia de agua y temperatura, definen las condiciones para los procesos de meteorización física y química. De igual manera, las variaciones en el clima afectan los procesos. Los taludes bajo diferentes condiciones climáticas forman perfiles diferentes que se comportan de forma diferente. Las fuerzas que actúan dentro de un talud cambian al modificarse las condiciones ambientales.

Precipitaciones convectivas

Las precipitaciones de tipo convectiva son muy fuertes pero de corta duración y afectan principalmente, a los taludes de materiales permeables de alta capacidad de infiltración y de poco espesor de suelo.

Precipitaciones estratiformes

La precipitación estratiforme produce lluvias menos intensas pero generalmente, de mayor duración que las convectivas y afectan fácilmente los taludes de materiales arcillosos y los de perfil profundo de meteorización.

2.4.9 La sismicidad

La sismicidad de las zonas montañosas comúnmente es alta. La mayoría de las cadenas de montañas son el producto de los procesos tectónicos o volcánicos. Los movimientos sísmicos a su vez, pueden activar los deslizamientos de tierra.

En el caso de un sismo, existe el triple efecto de aumento del esfuerzo cortante, disminución de la resistencia por aumento de la presión de poro y la deformación, asociados con la onda sísmica. En el caso de suelos granulares saturados, se puede llegar a la falla, al cortante y a la licuación.

2.4.10 La cobertura vegetal

La vegetación cumple efectos protectores importantes, en la mayoría de los taludes protege contra la erosión y afecta los procesos de evapotranspiración y de infiltración de agua. Las condiciones hidrológicas de un talud son afectadas directamente por la vegetación. La vegetación también cumple un efecto de estabilización por el refuerzo del suelo y por la producción de materia orgánica, la cual puede ayudar a cementar las partículas del suelo.

2.4.11 El Factor Tiempo

La mayoría de procesos que afectan la estabilidad de un talud no ocurren en forma instantánea, sino que por el contrario toman generalmente períodos largos de tiempo. En un talud que aparentemente es estable pueden estar ocurriendo fenómenos que conduzcan a una falla.

El clima y las condiciones ambientales cambian con el tiempo. Un talud que no presenta evidencias de movimiento en la temporada seca de las zonas tropicales puede moverse en temporada de lluvias.

2.4.12 Procesos antrópicos

Algunos de los procesos antrópicos que afectan la estabilidad de los taludes son los siguientes:

- Las excavaciones o cortes que modifican la topografía original del terreno.
- Las excavaciones subterráneas (túneles), las cuales afectan la estructura y las condiciones de los esfuerzos del suelo que está encima.
- Los rellenos o depósitos de materiales sobre el talud, disposición de residuos, etc.

- La irrigación que facilita la infiltración y los cambios de humedad y la presión de poro.
- La infiltración en los canales o cuerpos de agua.
- Las fugas de agua de las redes de servicios.
- El mantenimiento inadecuado de los sistemas de drenaje y subdrenaje.
- La deforestación que produce cambios hidrológicos y afecta la resistencia del suelo, al eliminar el refuerzo de las raíces.
- Las vibraciones artificiales, tránsito de vehículos, vibraciones de maquinaria, detonaciones de explosivos, etc., las cuales generan fuerzas dinámicas y el deterioro de la estructura de los materiales.
- La disminución repentina del nivel de agua como en el caso del desembalse de una presa.

a) Las excavaciones para carreteras y obras de infraestructura

La mayoría de las laderas naturales se encuentran en estado de equilibrio. La masa de la parte inferior de la ladera evita la posibilidad de movimientos. Al construir una vía, se rompe ese balance y se generan esfuerzos los cuales pueden producir una falla de deslizamiento o un deterioro de las condiciones de estabilidad, lo cual facilita la falla al infiltrarse el agua de las lluvias o al presentarse un sismo en el talud.

La excavación en el pie del talud hace que el talud en general, tenga una mayor pendiente, con lo cual se aumentan los esfuerzos de cortante y se disminuye su estabilidad (Fig. 2.15).

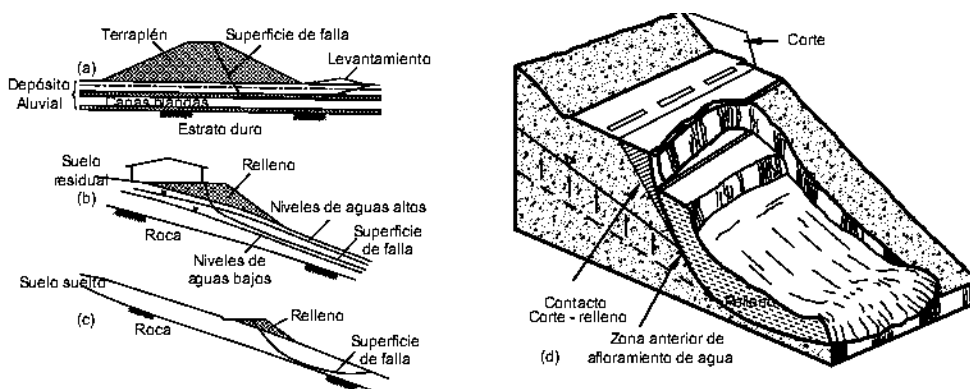


Figura 2.15. Fallas de rellenos en vías, (a) falla por capacidad de soporte, (b) y (c) Deslizamiento por aumento de esfuerzos, (d) Aumento de presión de poro por taponamiento de las corrientes de agua subterránea.

b) Exposición o desconfinamiento de los niveles de agua por los cortes

Ocurre con mucha frecuencia que al excavar un corte, se profundice por debajo del nivel de agua subterránea permanente u ocasional. Al hacer un corte, se desconfinan el suelo en la zona saturada

y el suelo no confinado, puede tener la tendencia a fluir y se pueden generar derrumbes o flujos en la mitad o cabeza del talud (Suarez Díaz, 2009).

c) Aplicación de cargas externas

En ocasiones, se aplican cargas externas tales como: anclajes, cimentaciones de estructuras y otras cargas, que por su naturaleza, pueden producir esfuerzos de cortante sobre el talud y afectar su estabilidad.

Si el terreno en la parte alta del talud es cargado, el esfuerzo de cortante aumenta; al respecto, se conoce de un gran número de fallas en taludes, cuando se han colocado cargas sobre la corona o parte alta del talud. Para evitar incrementos significativos en los esfuerzos de cortante sobre el talud, se deben separar las cargas la mayor distancia posible de la cabeza del talud.

d) Taponamiento de los afloramientos de agua con rellenos

La colocación de terraplenes a media ladera que taponan los afloramientos permanentes o estacionales de agua subterránea, son muy comunes en las vías terrestres. En las temporadas de lluvias los niveles de agua ascienden, con lo cual se aumenta la presión de poro en el relleno y de esta forma se llega a la falla.

e) La Deforestación

Algunos autores atribuyen buena parte de los deslizamientos a la deforestación; sin embargo, en grandes eventos de lluvias se han observado evidencias de que las zonas cubiertas con vegetación pueden producir igual o mayor cantidad de deslizamientos que las zonas descubiertas.

La deforestación reduce la evapotranspiración, la alteración del suelo facilita la infiltración y la situación es grave cuando se pierde la resistencia producida por las raíces, estas se pudren en un lapso de 3 a 7 años después de la deforestación. Gray y Sotir (1996), explican que el refuerzo debido a las raíces, se limita solamente a 1.50 m de las superficiales del talud. La deforestación tiene gran influencia sobre la activación de deslizamientos poco profundos, pero su efecto es pequeño sobre deslizamientos profundos.

Unos de los efectos más importantes de la deforestación es la activación de los procesos de erosión en surcos, pero a mediano plazo, se pueden formar cárcavas de erosión, las cuales a su vez pueden activar deslizamientos.

2.5 MECANISMO DE FALLA

La ocurrencia de una falla obedece a un proceso, el cual comprende una gran cantidad de factores, en el espacio y en el tiempo.

Todo talud tiene propiedades o características físicas como son el relieve, la geología, las propiedades mecánicas de los materiales y perfiles, condiciones ambientales, la cobertura vegetal, etc. Estas condiciones determinan una susceptibilidad al deterioro, a la acción de los factores detonantes y al fallamiento.

2.5.1 Equilibrio o desequilibrio de las fuerzas

En un talud estable hay un equilibrio entre las fuerzas actuantes y las fuerzas resistentes, entre las cuales es determinante la fuerza de gravedad. En la Figura 2.16 se muestran las masas que tratan de producir el movimiento y las masas que tratan de contrarrestarla.

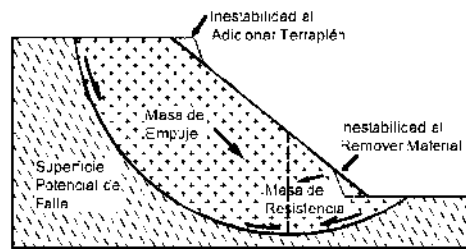


Figura 2.16. Equilibrio o desequilibrio de fuerzas en un talud.

Si se colocan cargas adicionales en la parte superior del talud o se remueven en el pie, se puede producir la inestabilidad de éste. Igualmente, la inestabilidad puede ocurrir por el aumento de la pendiente del talud.

2.5.2 El deterioro

El deterioro comprende la alteración física y química de los materiales, así como su subsecuente desprendimiento o remoción. Esto incluye la alteración mineral, los efectos de relajación y la abrasión. Los efectos del deterioro pueden ser lentos o rápidos y se acumulan hasta producir la falla en forma progresiva.

Cuando se corta un talud, para la construcción de una carretera o de una obra de infraestructura, ocurre una relajación de los esfuerzos de confinamiento y una exposición al medio ambiente, cambiándose la posición de equilibrio por una de deterioro acelerado. La iniciación y propagación de fracturas es de significancia particular en la destrucción de la superficie que puede conducir a caídos de roca o colapso del talud.

El resultado del deterioro es una disminución en la resistencia al cortante del material, falla progresiva por expansión o fisuración, deformación al cortante, inclinación, desmoronamiento, etc.

2.5.3 Factores detonantes

En el fenómeno de detonación o activación de un deslizamiento, actúa una serie compleja de procesos, los cuales, ocasionalmente se traslapan con los factores de deterioro. Los deslizamientos pueden activarse en forma instantánea o en forma progresiva. El resultado generalmente, es un aumento en los esfuerzos de cortante. Estos esfuerzos aumentan a lo largo de la superficie de falla hasta que ocurre el movimiento.

Los elementos externos más comunes que pueden generar la activación de un deslizamiento son los siguientes:

- Corte del soporte en el pie del talud.
- Lluvias intensas o prolongadas y/o fluctuaciones fuertes del nivel de aguas subterráneas.
- Sismos o vibraciones fuertes.
- Colocación de cargas sobre el talud.
- Combinación de algunos de los elementos anteriores.

2.5.4 Fallamiento

El proceso de fallamiento después de que interviene el factor detonante, por lo general es un fenómeno físico, en el cual las condiciones de esfuerzos y deformaciones juegan un papel primordial.

2.5.5 La falla progresiva

Las fallas en la mayoría de los casos no ocurren en forma repentina sino que se toman un tiempo, el cual puede durar de minutos a años. El proceso se inicia con deformaciones o agrietamientos aislados, relacionados con la concentración de esfuerzos. Estas deformaciones que se producen por la actuación de los esfuerzos, generan a su vez disminuciones en la resistencia.

Al inicio del movimiento, es muy posible que estas deformaciones progresivas afecten volúmenes aislados del talud, pero a medida que avanza el proceso de fallamiento, las principales deformaciones se concentran en una superficie o banda de falla, a lo largo de la cual se produce la rotura o falla del material (Superficie de falla). Esta superficie de falla con el tiempo va progresando en longitud.

En el proceso de falla progresiva el FS va cambiando con el tiempo, a medida que las presiones de poros aumentan o disminuyen, hay un factor crítico de seguridad en el cual se inicia una superficie de cortante, mediante la formación o crecimiento de microgrietas que pueden estar distribuidas a lo largo de la superficie de falla o en puntos específicos.

La densidad de las microgrietas alcanzan un punto donde se inicia una interacción entre éstas, lo cual conduce a un aumento en el nivel de esfuerzos entre microgrietas, que inducen el desarrollo de una superficie de falla. Este proceso puede ocurrir en uno o varios sitios a lo largo de la superficie de falla.

El aumento de la superficie de cortante genera una disminución en el FS, al pasar el material de la resistencia pico a la resistencia residual. Esta fase equivale a una fatiga progresiva caracterizada por movimientos muy pequeños en la masa deslizada. Eventualmente, se alcanza un punto en el cual el esfuerzo en la porción no fallada y empieza a aumentar hiperbólicamente (Kilburn y Petley, 2003). Al producirse el aumento hiperbólico en los esfuerzos, la tasa de movimiento ya no depende del agrietamiento y se inicia un proceso de formación de una superficie de falla lisa o de una sección de falla de espesor significativo. En este punto el FS es igual a 1.0 y ocurre la falla (Petley y otros, 2005).

2.5.6 Formación de la superficie de falla

La superficie de falla es una zona de corte de un espesor similar al de un "sandwich". Los movimientos de las partículas dentro de la superficie de falla son similares a las de un fluido, en el cual las partículas se mueven en forma independiente. En este proceso se forman bandas de flujo dentro de la superficie de falla (Suarez Díaz, 2009).

La superficie de falla tiene generalmente una estructura más suelta, con porosidades relativas más altas y una mayor abundancia de agregados discretos. Las partículas están en arreglos heterogéneos y débiles. La superficie de falla se ha dilatado y la microestructura se ha destruido. Esta deformación por dilatación, se genera por el aumento de esfuerzos en el proceso de falla progresiva. El suelo dilatado facilita las deformaciones de cortante.

Si en la superficie de falla aumenta significativamente la presión de poro y ocurren aumentos súbitos de esfuerzos, se aumenta la velocidad del movimiento (Wen y Aydin, 2005). Se puede presentar un flujo o movimiento relativo entre las partículas o elementos discretos en la zona de falla, inducido por los esfuerzos. En el caso de los sismos, después de iniciado el movimiento se puede producir licuación local en la superficie de falla.

2.6 ETAPAS EN EL PROCESO DE FALLA

La clasificación de deslizamientos pretende describir e identificar los cuerpos que están en movimiento relativo. Las clasificaciones existentes son esencialmente geomorfológicas y solamente algunas de ellas introducen consideraciones mecánicas o propiamente geológicas.

La caracterización geotécnica es necesaria y por esta razón, también lo son las clasificaciones topográficas y morfológicas. En este orden de ideas se deben considerar cuatro etapas diferentes en la clasificación de los movimientos:

- a. Etapa de deterioro o antes de la falla donde el suelo es esencialmente intacto.
- b. Etapa de falla caracterizada por la formación de una superficie de falla o el movimiento de una masa importante de material.

- c. La etapa post-falla que incluye los movimientos de la masa involucrada en un deslizamiento desde el momento de la falla y hasta el instante en el cual se detiene totalmente.
- d. La etapa de posible reactivación en la cual pueden ocurrir movimientos que pueden considerarse como una nueva falla, e incluye las tres etapas anteriores.

2.7 PROCESOS EN LA ETAPA DE DETERIORO

El deterioro, con el tiempo puede dar lugar a la necesidad de mantenimiento o construcción de obras de estabilización. Cuando un talud se corta, para la construcción de una vía o de una obra de infraestructura, ocurre una relajación de los esfuerzos de confinamiento y una exposición al medio ambiente, cambiándose la posición de equilibrio por una de deterioro acelerado.

El deterioro comprende la alteración física y química de los materiales y su subsecuente desprendimiento o remoción de materiales. Este incluye la alteración mineral, los efectos de relajación y la abrasión. La iniciación y propagación de fracturas es de significancia particular en la destrucción de la superficie que puede conducir a caídos de roca o colapso del talud.

La clasificación de los modos comunes de deterioro fue propuesta por Nicholson y Hencher (1997), aquí se presenta una clasificación amplia.

a) Caída de granos

Consiste en la caída de granos individuales de la masa de roca con desintegración física a granos como prerequisite. Depende de la resistencia de las uniones intergranulares y las microgrietas relacionadas con los granos. Causa un debilitamiento general del material de roca.

b) Descascaramiento

Caída de láminas de material de la masa de roca, estas tienen forma de láminas con una dimensión significativamente menor a las otras dos dimensiones. Puede reflejar la litología, fisilidad, o puede reflejar la penetración de la meteorización.

c) Formación, inclinación y caída de losas de roca

Se forman prismas o pequeñas placas con dimensión mínima de 50 mm, pudiendo existir deslizamiento y rotación o pandeo. Generalmente, las fracturas a tensión paralelas a la superficie del talud son prerequisite para su ocurrencia, seguidas por la pérdida de soporte.

d) Caídos de bloques

Pueden caer por gravedad, en forma ocasional bloques individuales de roca de cualquier dimensión, produciendo un deterioro en la estructura del talud.

e) Desmoronamiento del talud

El desmoronamiento general del talud produce la caída de bloques de diversas dimensiones en forma semicontinua. Puede causar una amenaza significativa y crear grandes acumulaciones de detritos en el pie del talud.

f) Caídos de roca

La caída de muchos bloques de roca “en un solo evento” requiere que haya ocurrido un debilitamiento de la masa de roca, debido a la fragmentación y a la ausencia de soporte lateral.

g) Lavado superficial o erosión

La erosión es el desprendimiento, transporte y depositación de partículas o masas pequeñas de suelo o roca, por acción de las fuerzas generadas por el movimiento del agua. El flujo puede concentrarse en canales produciendo surcos y cárcavas. Las gotas de lluvia pueden contribuir al desprendimiento de las partículas o granos. Puede producir sedimentación de materiales en el pie del talud. Se conocen varios tipos de erosión:

i. Erosión Laminar

Se inicia por el impacto de las gotas de agua de lluvia contra la superficie del suelo, complementada por la fuerza de la escorrentía produciendo un lavado de la superficie del terreno como un todo, sin formar canales definidos. Al caer las gotas de lluvia levantan las partículas de suelo y las distribuyen sobre la superficie del terreno.

ii. Erosión en surcos

Los surcos de erosión se forman por la concentración del flujo del agua en caminos preferenciales, arrastrando las partículas y dejando canales de poca profundidad generalmente, paralelos. El agua de escorrentía fluye sobre la superficie de un talud y a su paso va levantando y arrastrando partículas de suelo, formando surcos.

Los surcos forman una compleja micro-red de drenaje donde un surco al profundizarse va capturando los vecinos, formando surcos de mayor tamaño, los cuales a su vez se profundizan o amplían formando cárcavas en forma de "V" que pueden transformarse a forma de "U".

iii. Erosión en Cárcavas

Las cárcavas constituyen el estado más avanzado de erosión y se caracterizan por su profundidad, que facilita el avance lateral y frontal por medio de desprendimientos de masas de material en los taludes de pendiente alta que conforman el perímetro de la cárcava.

iv. Erosión interna (Piping)

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

v. Erosión por afloramiento de agua

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

h) Flujo de detritos

El desprendimiento y transporte de partículas gruesas y finas en una matriz con agua y granos, forman flujos, sean secos o saturados. Los flujos de detritos son impredecibles, mueven grandes volúmenes de material y pueden crear una amenaza moderada a alta.

i) Colapso

Bloques independientes de gran tamaño colapsan debido a la falta de soporte vertical. El tamaño de los bloques es de más de 500 mm e incluyen los taludes negativos.

j) Disolución

La disolución de materiales solubles en agua que puede ser acelerado por las condiciones locales, especialmente la presencia de aguas agresivas, pueden producir cavidades internas que podrían colapsar o formar cárcavas kársticas.

k) Expansión y contracción

En los suelos arcillosos se producen cambios de volumen por cambios de humedad asociados con el potencial de succión del material. Estas expansiones y contracciones producen agrietamientos y cambios en la estructura del suelo, con pérdida de la resistencia al cortante.

l) Agrietamiento co-sísmico

Los eventos sísmicos pueden producir agrietamientos especialmente en los materiales rígidos y frágiles. Los agrietamientos co-sísmicos debilitan la masa de talud y generan superficies preferenciales de fallamiento.

m) Deformaciones por concentración de esfuerzos y fatiga

Los materiales al estar sometidos a esfuerzos de compresión o cortante sufren deformaciones, las cuales aumentan con el tiempo en una especie de fatiga de los materiales de suelo o de roca.

n) Agrietamiento por tensión

La mayoría de los suelos poseen muy baja resistencia a la tensión y la generación de esfuerzos relativamente pequeños, pueden producir grietas de tensión, las cuales facilitan la infiltración de agua y debilitan la estructura de la masa de suelo permitiendo la formación de superficies de falla.

2.8 INESTABILIZACIÓN

Terzaghi (1950), hizo una diferenciación entre los factores externos e internos que afectan la ocurrencia de los deslizamientos. Tanto las causas internas como las externas, afectan el estado de equilibrio de un talud de dos maneras diferentes o por la combinación de estas dos formas:

- Disminución de la resistencia al cortante.
- Aumento de los esfuerzos de cortante.

Las causas internas. Son mecanismos que producen una reducción en la resistencia al cortante a un punto tal que inducen una falla (Dell, 1983), por ejemplo la meteorización y la presión de poro.

Las causas externas. Son los mecanismos por fuera de la masa afectada, los cuales son responsables de un aumento de los esfuerzos por encima de la resistencia al cortante, por ejemplo sobrecargas, cortes, sismos, vibraciones, etc.

Para el diagnóstico de las condiciones de estabilidad de un talud o ladera, es imprescindible conocer los agentes que causan la inestabilidad. Es importante poder anticipar los cambios que ocurren en el talud con el tiempo y las varias condiciones de carga, de humedad y drenaje a las cuales el talud va a estar expuesto durante toda su vida (Suarez Díaz, 2009).

2.9 EFECTO DEL AGUA

El agua juega un papel muy importante en la mayoría de los procesos que reducen la resistencia del suelo. Está relacionada con varios tipos de carga que aumentan los esfuerzos del cortante en los taludes.

En las fallas de los taludes, el agua puede actuar como un elemento detonante debido a los siguientes efectos:

1. Aumento de peso del suelo.
2. Disminución de la resistencia por el agua absorbida.
3. Disolución. El agua al fluir a través de los poros, puede disolver los minerales que unen las partículas, disminuyendo la resistencia y haciendo más fácil el colapso.
4. Erosión interna. El agua al fluir puede generar pequeñas cavernas, las cuales pueden inducir la falla.
5. Presión de poro. La presión del agua aumenta en los poros, disminuyendo la resistencia a la fricción.

2.9.1 Infiltración relacionada con las lluvias

El análisis de la relación entre las lluvias fuertes y los deslizamientos es complejo, en lo relacionado con los volúmenes e intensidades de lluvias que se requieren para generar un deslizamiento de gran magnitud o una gran cantidad de deslizamientos.

Estudios realizados en Hong Kong por Brand (1985), muestran que las lluvias de gran intensidad, son las que producen los deslizamientos y no la lluvia acumulada. Debe tenerse en cuenta que en Hong Kong, la mayoría de los suelos son residuales provenientes de la meteorización de granitos. En el caso de coluviones en suelos arcillosos en Colombia, se ha detectado que la lluvia acumulada de menor intensidad activa grandes deslizamientos, mientras que las lluvias de mayor intensidad pero de menor tiempo, no son suficientes para activar los deslizamientos de coluviones de gran magnitud (Suarez Díaz, 2009).

2.9.2 Los niveles freáticos

El nivel freático corresponde al nivel en el cual la presión del agua en los poros, es igual a la presión atmosférica. Los niveles freáticos pueden tener gran espesor o estar colgados dentro de un manto permeable sobre un impermeable.

Al ocurrir lluvias acumuladas importantes, los niveles freáticos ascienden generándose una presión de poro relativamente permanente. Al ascender el nivel freático, se puede presentar afloramiento de agua y erosión en los taludes.

2.9.3 Aumento de la presión de poro

El aumento en la presión del agua, presente en los poros del suelo, reduce los esfuerzos efectivos entre las partículas y esto a su vez, disminuye la resistencia a la fricción en el suelo. Generalmente, el aumento de las presiones de los poros está relacionado con la ocurrencia de lluvias pero en muchos casos, ésta se produce debido a la infiltración generada por los procesos antrópicos. La presión de poro puede aumentar por la infiltración de agua y/o el ascenso del nivel de agua freática.

Todos los suelos son afectados al aumentar la presión de poro. El tiempo requerido para que se produzcan cambios en la presión de poro depende de la permeabilidad del suelo.

2.9.4 Presión de agua en grietas

Cuando las grietas en la parte superior de un talud se llenan total o parcialmente de agua, la presión de agua hidrostática en la grieta aumenta en forma relativamente importante, se incrementan los esfuerzos de cortante y se desestabiliza el talud. Si las grietas permanecen llenas de agua un tiempo suficiente para que se produzcan corrientes internas hacia la cara del talud, las presiones de poros en la masa del suelo, aumentan y se produce una situación aún más grave.

2.9.5 Expansión y contracción por cambio de humedad

En los suelos arcillosos se producen cambios de volumen por cambios de humedad, asociados con el potencial de succión del material. Estas expansiones y contracciones producen agrietamientos y cambios en la estructura del suelo, generalmente, con pérdida de la resistencia al cortante.

La expansión es mayor cuando las presiones de confinamiento son bajas, por ejemplo, en el pie de los taludes de baja pendiente. Igualmente, los problemas de expansión pueden producirse después de muchos años.

Se puede disminuir este efecto evitando los cambios de humedad, disminuyendo el potencial de expansión o utilizando procedimientos físicos y químicos como es la adición de cal, entre otros. Los procesos de expansión y contracción pueden generar fenómenos de reptación.

2.10 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

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. 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 FS 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 franjas o dovelas. Generalmente, los métodos son de iteración y cada uno de los métodos posee un cierto grado de precisión, las características de los métodos más populares se presentan en la Tabla 2.3.

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

Elementos finitos	Cualquier forma de la superficie de falla.	Analiza esfuerzos y deformaciones.	Satisface todas las condiciones de esfuerzo. Se obtienen esfuerzos y deformaciones en los nodos de los elementos, pero no se obtiene un FS.
Espiral logarítmica	Espiral logarítmica	Momentos y fuerzas.	Existen diferentes métodos con diversas condiciones de equilibrio.

Tabla 2.3. Métodos de análisis de estabilidad de taludes

El FS es empleado por los ingenieros para conocer cuál es el factor de amenaza para que el talud falle en las peores condiciones del comportamiento para el cual fue diseñado. Fellenius (1927) presentó el FS 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.

Existen, además, otros sistemas de como plantear el FS, 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 de la roca y se obtiene una indicación del FS.

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

2.10.1 Métodos de análisis de estabilidad de taludes

a) Método Ordinario o de Fellenius

Conocido también como 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 franjas verticales, obtiene las fuerzas actuantes y resultantes para cada una y con la sumatoria de estas fuerzas obtiene el FS. Las fuerzas que actúan sobre una dovela son (Figura 2.17):

- El peso o fuerza de gravedad.
- 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, las cuales no son consideradas por Fellenius, pero sí son tenidas en cuenta en otros métodos de análisis más detallados.

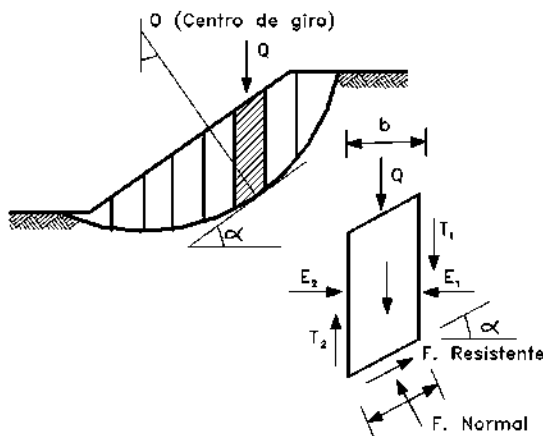


Figura 2.17. Fuerzas que actúan en una dovela en el método de Fellenius.

El método de Fellenius calcula el FS con la siguiente expresión (Fórmula 2.1):

$$F.S. = \frac{\sum [C'b \operatorname{seca} + (W \operatorname{cosa} - ub \operatorname{seca}) \tan \phi]}{\sum W \operatorname{sena}} \quad (2.1)$$

donde:

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

W = Peso total de cada franja.

u = Presión de poro.

b = Ancho de la franja.

C', ϕ = Parámetros de resistencia del suelo.

b) Método de Bishop

Bishop (1955) presentó un método utilizando Dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las mismas. La solución rigurosa de Bishop es muy compleja y por esta razón se utiliza una versión simplificada de su método, de acuerdo a la expresión (Fórmula 2.2):

$$F.S. = \sum \frac{[C'b + (W - ub) \tan \phi' / ma]}{\sum W \operatorname{sena}} \quad (2.2)$$

donde:

$$ma = \operatorname{Cosa} \left(1 + \frac{\operatorname{Tana} \operatorname{Tan} \phi}{F.S.} \right)$$

b = Ancho de la Dovela.

W = Peso de cada dovela.

C', ϕ = Parámetros de resistencia del suelo.

u = Presión de poro en la base de cada dovela.

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

c) Comparación de los diversos métodos

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

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

Aunque una comparación directa entre los diversos métodos no es siempre posible, los factores de seguridad determinados con el método de Bishop difieren por aproximadamente el 5% con respecto a soluciones más precisas, mientras el método simplificado de Janbú generalmente, subestima el FS hasta valores del 30%, aunque en algunos casos los sobrestima hasta valores del 5%. Esta aseveración fue documentada por Fredlund y Krahn (1977). Los métodos que satisfacen en forma más completa el equilibrio, son más complejos y requieren de un mejor nivel de comprensión del sistema de análisis. En los métodos más complejos y precisos se presentan con frecuencia problemas numéricos que conducen a valores no realísticos del FS. Por las razones anteriores, se prefieren métodos más sencillos pero más fáciles de manejar como son los métodos simplificados de Bishop o de Janbú.

2.10.2 Análisis por elementos finitos

El método de elementos finitos resuelve muchas de las deficiencias de los métodos de equilibrio límite, este método fue introducido por Clough y Woodward (1967). El método esencialmente divide la masa de suelo en unidades discretas que se llaman elementos finitos. Estos elementos se interconectan en sus nodos y en bordes predefinidos. El método utilizado es el de la formulación de desplazamientos, el cual presenta los resultados en forma de esfuerzos y desplazamientos a los puntos nodales. La condición de falla obtenida es la de un fenómeno progresivo en donde no todos los elementos fallan simultáneamente. Aunque es una herramienta muy poderosa su utilización es muy compleja y su uso muy limitado para resolver problemas prácticos. Wong (1984) menciona la dificultad de obtener FS a la falla.

Aunque su utilización no está muy expandida existen algunos programas de análisis de estabilidad de taludes utilizando métodos numéricos. Un análisis por elementos finitos debe satisfacer las siguientes características:

1. Debe mantenerse el equilibrio de esfuerzos en cada punto, el cual es realizado empleando la teoría elástica para describir los esfuerzos y deformaciones. Para predecir el nivel de esfuerzos se requiere conocer la relación esfuerzo - deformación.
2. Las condiciones de esfuerzos de frontera deben satisfacerse.

Generalmente las mallas analizadas contienen elementos de tamaño uniforme con anchos (w) y alturas (h) iguales. El tamaño y forma de los elementos influye en forma importante sobre los resultados obtenidos. Es común que entre más pequeños sean los elementos se obtienen mayores niveles de esfuerzos de tensión en la cresta del talud.

La altura del elemento es tal vez el factor más importante y se recomiendan, por lo menos diez niveles de elementos entre el pie y la cabeza del talud, para simular en forma precisa el comportamiento del talud.

2.10.3 Análisis de estabilidad de taludes en roca

Con excepción de los casos de rocas sanas completamente sin fracturas (que son muy raros), la mayoría de las masas de roca deben ser consideradas como un ensamble de bloques de roca intacta, delimitados en tres dimensiones por un sistema o sistemas de discontinuidades.

Estas discontinuidades pueden ocurrir de una forma errática o en forma repetitiva como grupos de discontinuidades. Este sistema de discontinuidades usualmente, se le conoce como fábrica estructural de la masa de roca y puede consistir de orientación de granos, estratificación, juntas, foliaciones y otras discontinuidades de la roca. La resistencia de la roca a lo largo de la estratificación es diferente a la resistencia normal a la estratificación.

Los tipos de falla en rocas son los siguientes:

- *Falla planar*: Controlada por una sola discontinuidad.
- *Falla de cuña*: Controlada por dos discontinuidades.
- *Falla por vuelco*: Involucra columnas de roca definidas por discontinuidades de buzamiento de gran magnitud.

a) Análisis estereográfico de la estructura

Desde el punto de vista de análisis, la característica más importante de una discontinuidad es su orientación (dirección y buzamiento). La interpretación de los datos geológicos estructurales requieren del uso de proyecciones estereográficas que permiten la representación en dos dimensiones, de datos en tres dimensiones. Las proyecciones más comúnmente utilizadas son la red de áreas iguales y la red polar (Fig. 2.25). Para efectos prácticos se recomienda analizar las referencias de Hoek y Bray (1981 y 1980) y de Goodman (1976). En este caso los planos son representados por líneas y las líneas son representadas por puntos, considerando solamente las relaciones angulares entre líneas y planos (Hoek y Bray, 1980 y de Goodman, 1976).

El concepto fundamental de la proyección estereográfica es una esfera que tiene una orientación fija de su eje relativo al norte y su plano ecuatorial, relativo al horizontal. La localización de los puntos corresponde a una línea y la intersección de dos planos se define como una línea. Las proyecciones estereográficas se pueden presentar como puntos con sus respectivos símbolos o por medio de contornos de áreas (Fig. 2.18 y 2.19).

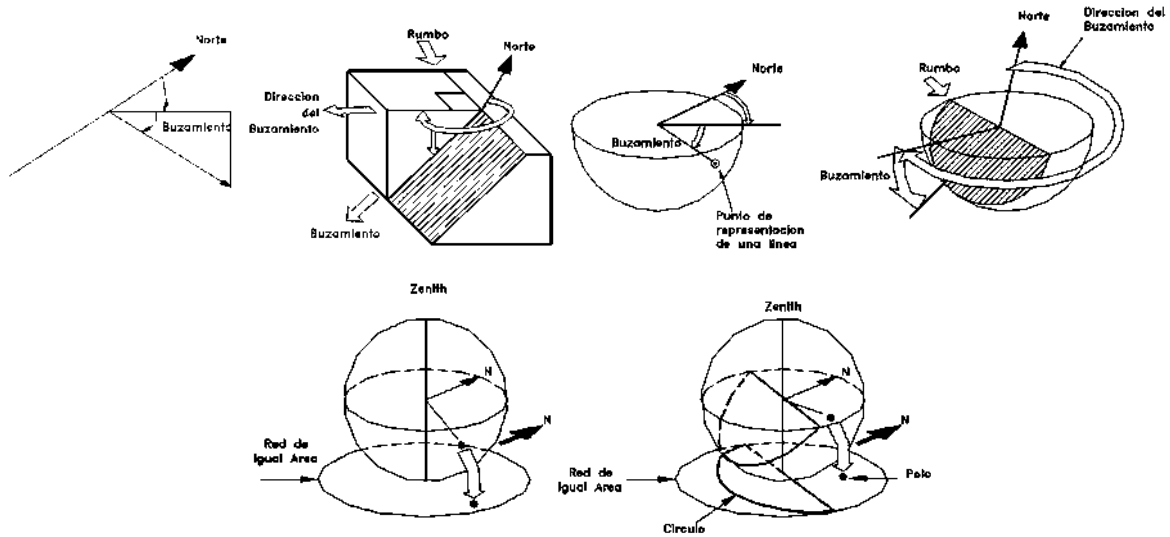


Figura 2.18. Fundamentos de la proyección estereográfica.

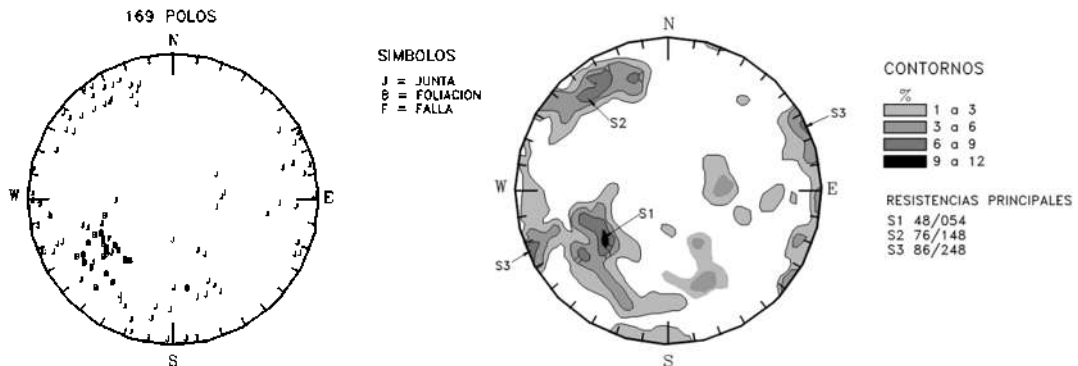


Figura 2.19. Ejemplo de proyección estereográfica.

b) Análisis de falla planar

Las fallas planares ocurren a lo largo de una superficie aproximadamente plana y se analizan como un problema en dos dimensiones. Aunque pueden existir otras discontinuidades que definen los límites laterales de los movimientos, solo se tiene en cuenta el efecto de la discontinuidad principal. El análisis cinemático tiene en cuenta cuatro condiciones estructurales:

1. La dirección de la discontinuidad debe estar a menos de 20 grados de la dirección de la superficie del talud.
2. El buzamiento de la discontinuidad debe ser menor que el buzamiento de la superficie del talud.

3. El buzamiento de la discontinuidad debe ser mayor que su ángulo de fricción.
4. La extensión lateral de la masa potencial de falla debe ser definida por superficies laterales que no contribuyen a la estabilidad.

Si las condiciones anteriores se cumplen la estabilidad puede evaluarse por el método del equilibrio límite. El análisis de estabilidad requiere la solución de fuerzas perpendiculares y paralelas a la superficie de falla potencial. En la Figura 2.20 se ilustran algunos casos de falla planar.

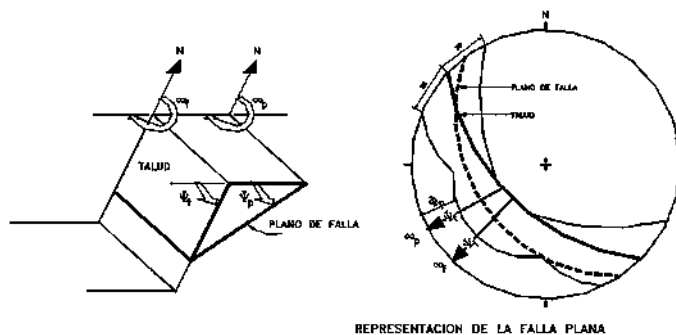


Figura 2.20. Esquema y representación de falla planar.

El factor de seguridad se calcula con la siguiente expresión (Fórmula 2.3):

$$F. S. = \frac{\{cA + [W(\cos\psi_p - a\sin\psi_p) - U - V\sin\psi_p + T\cos\theta] \tan\phi\}}{[W(\sin\psi_p + a\cos\psi_p) + V\cos\psi_p - T\sin\theta]} \quad (2.3)$$

donde:

H = Altura de cara del talud.

ψ_f = Inclinación del talud.

ψ_s = Inclinación de la corona.

ψ_p = Inclinación del plano de falla.

b = Distancia de la grieta.

a = Aceleración sísmica.

T = Tensión de pernos o anclajes.

θ = Inclinación de los tensores con la normal a la falla.

c = Cohesión.

ϕ = Ángulo de fricción.

γ_r = Densidad de la roca.

γ_w = Densidad del agua.

- Z_w = Altura de agua en la grieta.
- Z = Profundidad de la grieta.
- U = Fuerza de subpresión del agua.
- V = Fuerza de empuje del agua.
- W = Peso del bloque.
- A = Área de la superficie de falla.

c) Análisis de falla en cuña

La falla en cuña ocurre cuando la masa de roca se desliza a lo largo de dos discontinuidades que se interceptan en un ángulo oblicuo a la superficie del talud (Fig. 2.21). La formación de una falla en cuña depende primordialmente, de la litología y de la masa de roca.

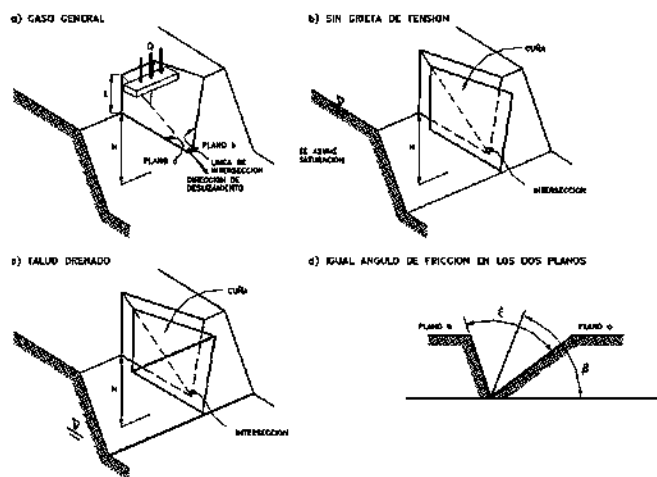


Figura 2.21. Esquema general de la falla de cuña.

El análisis cinemático de una falla en cuña es controlado por la orientación de la línea de intersección de los dos planos. Las condiciones estructurales que se deben cumplir son las siguientes:

1. La dirección de la línea de intersección debe ser aproximadamente cercana a la del buzamiento de la superficie del talud.
2. El buzamiento de la línea de intersección debe ser menor que el de la superficie del talud.
3. El buzamiento de la línea de intersección debe ser mayor que el ángulo de fricción promedio de las dos superficies.

En las Figuras 2.22 y 2.23 se presentan el esquema gráfico del análisis cinemático de la falla en cuña.

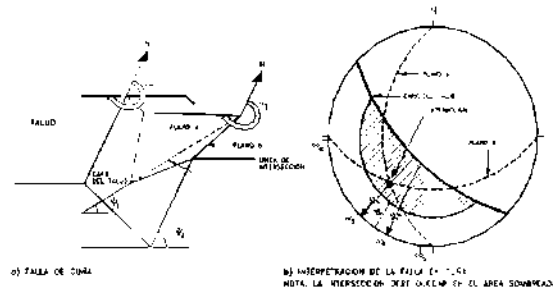


Figura 2.22. Análisis cinemático de la falla de cuña.

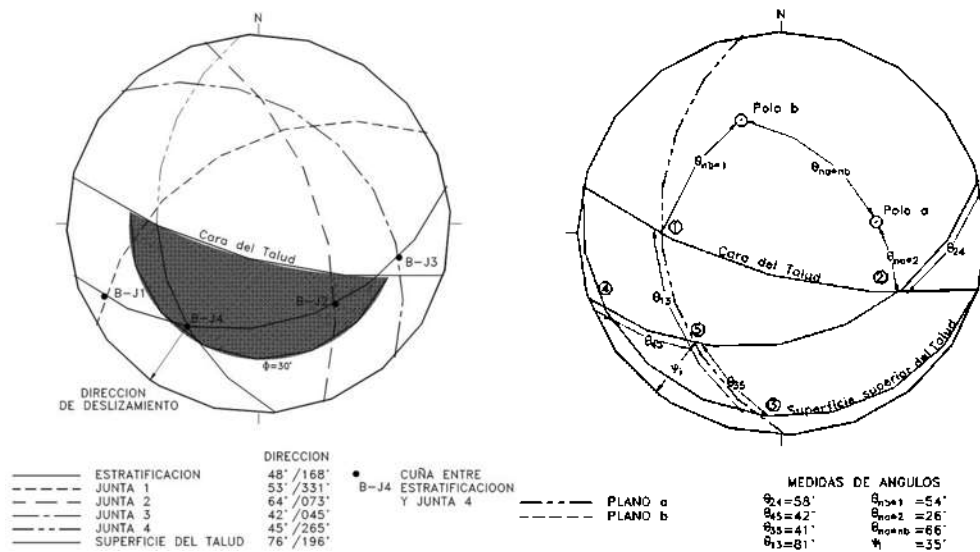


Figura 2.23. Ejemplo de representación de una falla de cuña.

Una vez que se ha realizado el análisis cinemático y usando métodos estereográficos, se puede calcular el FS.

a) Caso general (Fórmula 2.4):

$$F.S. = \frac{3}{\gamma_r H} (c_a * X + C_b * Y) + \left(A - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} Y \right) \tan \phi_b \quad (2.4)$$

donde:

c_a y c_b = cohesiones.

ϕ_a y ϕ_b = ángulos de fricción.

γ_r = Peso unitario de la roca.

γ_w = Peso unitario del agua.

H= Altura total del bloque.

X, Y, A y B dependen de la geometría.

Ψ_a = Buzamiento de los planos a y b.

Ψ_i = Buzamiento de la intersección.

$$X = \frac{\text{sen}\theta_{24}}{\text{sen}\theta_{45} * \text{cos}\theta_{na} * 2}$$

$$Y = \frac{\text{sen}\theta_{13}}{\text{sen}\theta_{35} * \text{cos}\theta_{NBa} * 1}$$

$$A = \frac{\text{Cos}\Psi_a - \text{cos}\Psi_b * \text{cos}\theta_{na} * nb}{\text{sen}\Psi_i * \text{sen}^2\theta_{na} * nb}$$

$$B = \frac{\text{Cos}\Psi_b - \text{cos}\Psi_a * \text{cos}\theta_{na} * nb}{\text{sen}\Psi_i * \text{sen}^2\theta_{na} * nb}$$

b) Talud drenado (Fórmula 2.5):

$$F.S. = \frac{3}{\gamma_r H} (ca * X + C_b * Y) + A \tan\phi_a + B \tan\phi_b \quad (2.5)$$

c) Talud no cohesivo (Fórmula 2.6):

C = 0 (solo fricción).

$$F.S. = a \tan\phi_a + B \tan\phi_b \quad (2.6)$$

d) Igual ángulo de fricción en los dos planos (Fórmula 2.7):

$$F.S. = \frac{\text{sen}\beta}{\text{sen}(\varepsilon/2)} * \frac{\tan\phi}{\tan\Psi_i} \quad (2.7)$$

e) Análisis de falla de vuelco o volteo

Las fallas por vuelco ocurren en masas de roca que están subdivididas en una serie de columnas de gran buzamiento y con rumbo aproximadamente paralelo a la superficie del talud. En la falla al volteo la columna de roca rota y gira alrededor de un punto cerca a la base de la misma columna (Fig. 2.24).

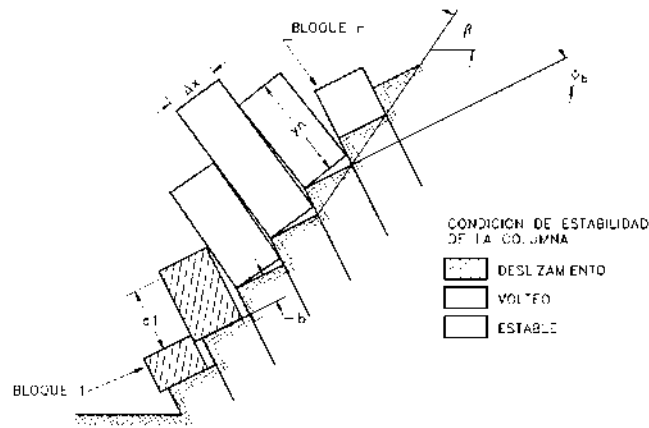


Figura 2.24. Esquema general de la falla al volteo.

El análisis cinemático requiere para que ocurra volteo, que se presenten las siguientes condiciones:

- a) El rumbo de las capas debe ser aproximadamente paralelo a la superficie del talud.
- b) En ningún caso la diferencia debe ser superior a 20 grados (Fig. 2.25).
- c) El buzamiento debe cumplir la siguiente condición (Fórmula 2.8):

$$(90^\circ - \Psi_p) \leq (\Psi_f - \phi_p) \quad (2.8)$$

donde:

Ψ_p = Buzamiento de las capas

Ψ_f = Buzamiento de la superficie del talud

ϕ_p = Ángulo de fricción a lo largo de los planos.

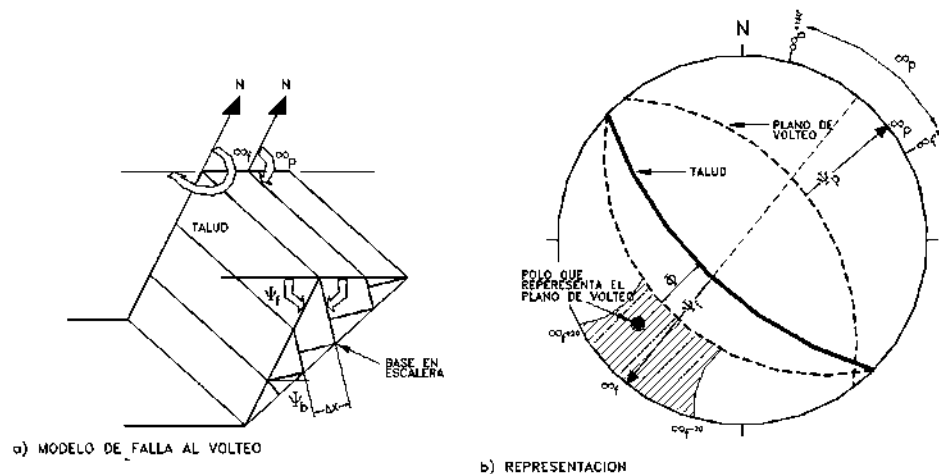


Figura 2.25. Análisis cinemático de la falla al vuelco (Goodman y Bray, 1976 y Hoek y Bray, 1981).

2.10.4 Análisis cualitativo de la estabilidad de taludes

Para determinar la estabilidad de un talud se debe de medir la susceptibilidad al movimiento. La susceptibilidad generalmente, expresa la facilidad con que un fenómeno puede ocurrir sobre la base de las condiciones locales del terreno. La probabilidad de ocurrencia de un factor detonante como una lluvia o un sismo no se considera en un análisis de susceptibilidad.

Existen dos formas de evaluar la susceptibilidad, el primer método se basa en la observación directa de la mayor cantidad de deslizamientos ocurridos en el área estudiada y se evalúa la relación entre los deslizamientos y la geomorfología del terreno. En el segundo, se realiza un mapeo del mayor número de factores que se consideran que puedan afectar la ocurrencia de cualquier tipo de inestabilidad y luego se analiza la posible contribución de cada uno de los factores.

Así en la Tabla 2.4 se presenta una metodología de naturaleza cualitativa y empírica para juzgar la susceptibilidad a cualquier tipo de movimiento del terreno, y con ello el peligro de deslizamiento en una ladera (Mendoza et al., 2006); esta es una versión modificada y ampliada de los criterios y calificaciones (Suárez, 1998).

Con la sumatoria de las calificaciones de los diferentes factores que influyen en la estabilidad del talud natural, se podrá estimar el peligro de deslizamiento del terreno que pudiese adjudicársele a un talud natural. En la Tabla 2.5 se distinguen cinco niveles de peligro, desde el muy bajo hasta el muy alto.

FACTORES TOPOGRÁFICOS E HISTÓRICOS				
Factor	Intervalos o categorías	Atributo relativo	Observaciones	Calificación
Inclinación de los taludes	Más de 45°	2.0	Estimar el valor medio. Úsese un cimómetro.	
	35° a 45°	1.8		
	25° a 35°	1.4		
	15° a 25°	1.0		
	Menos de 15°	0.5		
Altura	Menos de 50 m	0.6	Desnivel entre la corona y el valle o fondo de la cañada. Úsese nivelaciones, planos o cartas topográficas. Niveles dudosos con GPS.	
	50 a 100 m	1.2		
	100 a 200 m	1.6		
	Más de 200 m	2.0		
Antecedentes de deslizamientos en el sitio, área o región.	No se sabe	0.3	Reseñas verosímiles de lugareños.	
	Algunos someros	0.4		
	Si, incluso con techas	0.6		
FACTORES GEOMORFOLÓGICOS Y AMBIENTALES				
Factor	Intervalos o categorías	Atributo relativo	Observaciones	Calificación
Evidencias	Inexistentes	0.0	Formas de conchas o	

geomorfológicas de "huecos" en las laderas contiguas.	Volúmenes moderados	0.5	de embudo (Flujos).
	Grandes volúmenes faltantes	1.0	
Vegetación y uso de la tierra.	Zona urbana	2	Considérese no sólo la ladera, sino también la plataforma en la cima.
	Cultivos anuales	1.5	
	Vegetación intensa	0.0	
	Rocas con raíces de arbustos en sus fracturas	2.0	
	Vegetación moderada	0.8	
	Área deforestada	2.0	
Régimen del agua en la ladera.	Nivel freático superficial.	1.0	Detectar posibles emanaciones de agua en el talud.
	Nivel freático inexistente.	0.0	
	Zanjas o depresiones donde se acumule agua en la ladera o la plataforma.	1.0	

Tabla 2.4. Formato para la estimación del peligro de deslizamiento de taludes.

FACTORES GEOTÉCNICOS				
Factor	Intervalos o categorías	Atributo relativo	Observaciones	Calificación
Tipo de suelos o rocas	Suelos granulares, medianamente compactados a sueltos. Suelos que se reblandecen con la absorción de agua. Formaciones poco consolidadas.	1.5 a 2.5	Vulnerables a la erosión: o suelos de consistencia blanda.	
	Rocas metamórficas (lutitas, pizarras y esquistos) de poco a muy intemperizadas.	1.2 a 2.0		
	Suelos arcillosos consistentes o arenos limosos compactos.	0.5 a 1.0	Multiplicar por 1.3 si está agrietado.	
	Rocas sedimentarias (areniscas, conglomerados, etc.) y tobas competentes.	0.3 a 0.6	Multiplicar por 1.2 a 1.5, según el grado de meteorización.	
	Rocas ígneas sanas (granito, basalto, riolita, etc.).	0.2 a 0.4	Multiplicar por 2 a 4 según el grado de meteorización.	
	Espesor de la capa de suelo	Menos de 5 m	0.5	Revísense cortes y cañadas: o bien recórrase a exploración manual.
5a 10m		1		
10a 15m		1.4		
15 a 20 m		1.8		

Aspectos estructurales en formaciones rocosas	Echado de la discontinuidad.	Menos de 15°	0.3	Considérese planos de contacto entre formaciones, grietas, juntas y planos de debilidad.	
		25° a 35°	0.6		
		Más de 45°	0.9		
	Ángulo entre el echado de las discontinuidades y la inclinación del talud.	Más de 10°	0.3	Ángulo diferencial positivo si el echado es mayor que la inclinación del talud.	
		0° a 10°	0.5		
		0°	0.7		
		0° a -10°	0.8		
		Menos de -10°	1		
	Ángulo entre el rumbo de las discontinuidades y el rumbo de la dirección del talud.	Más de 30°	0.2	Considerar la dirección de las discontinuidades más representativas.	
		10° a 20°	0.3		
		Menos de 5°	0.5		
	Sumatoria				

Tabla 2.4 continuación. Continuación formato para la estimación del peligro de deslizamiento de taludes.

Grado	Descripción	Suma de las calificaciones
1	Peligro muy bajo	Menos de 5
2	Peligro bajo	5ª7
3	Peligro moderado	7 a 8.5
4	Peligro alto	8.5 a 10
5	Peligro muy alto	Más de 10

Tabla 2.5. Estimación del peligro de deslizamientos del terreno.

2.10.5 Análisis cuantitativo aplicando el RHRS para caídos en taludes carreteros

El índice Rockfall Hazard Rating System, RHRS, fue desarrollado por la División de Carreteras del estado de Oregón en EE. UU. (Pierson et al., 1990), el cual permite evaluar de una manera objetiva y cuantificada el riesgo por desprendimientos en carreteras. Así se trata de realizar una valoración de una serie de parámetros, asignando una serie de puntuaciones a cada factor (geometría de la vía, tráfico que circula y características geológico-ambientales del medio), obteniendo un valor absoluto de la suma de puntuaciones.

El método RHRS también establece intervalos de puntuación absoluto para priorizar zonas e inversiones en los tramos detectados, como más conflictivos y que en definitiva, suponen un mayor riesgo (Rius y Aguiló, 2013). Esta clasificación se presenta en la Tabla 2.6.

Nivel de riesgo	RHRS	Recomendaciones
Bajo	< 270	No inspección
Medio elevado	270-419	Inspección - mantenimiento
Muy elevado	> 419	Análisis detallado / actuación urgente

Tabla 2.6. Criterios de clasificación del nivel de riesgo.

El RHRS desarrollado en 1991 presenta limitaciones, una de sus principales limitaciones es la subjetividad en la evaluación de alguno de los factores, por ejemplo la frecuencia de roturas que se evalúan de forma cualitativa y deja a criterio de expertos si las roturas son muy, bastante o pocos frecuentes, cosa que puede dar lugar a disparidad de valoraciones. Por lo antes mencionado, Budetta (2004), añade cambios significativos, referentes a las características geológicas del macizo rocoso, en la que se toma en consideración la valoración del índice SMR de Romana (1985, 1992), cuyo valor permite objetivar la determinación del parámetro y su reproducibilidad, así como cuantificar la capacidad de la cuneta, la precipitación anual y la frecuencia de roturas, como se muestra en la Tabla 2.7 (Sánchez Garibay, 2015).

CATEGORÍA	CRITERIO DE EVALUACIÓN Y PUNTUACIÓN			
	3 puntos	9 puntos	27 puntos	81 puntos
Altura talud / desmonte	7.5 m	15m	22.5 m	> 30 m
Efectividad de la cuneta	Buena captación	Captación moderada	Cuneta limitada	Sin cuneta
Riesgo vehículo promedio	25 % tiempo	50 % tiempo	75 % tiempo	100 % tiempo
Visibilidad toma de decisiones	Adecuada	Moderada	Limitada	Muy limitada
Anchura de calzada	21.5 m	15.5 m	9.5 m	3.5 m
Slope mass rating (SMR)	80	40	27	20
Tamaño de bloque	0.3 m	0.6 m	0.9 m	1.2 m
Volumen del bloque	26 dm ³	0.21 m ³	0.73 m ³	1.74 m ³
Volumen de desprendimiento	2.3 m ³	4.6 m ³	6.9 m ³	9.2 m ³
Precipitación media anual	300 mm	600 mm	900 mm	1,200 mm
Frecuencia desprendimientos	1 c/10 años	3 al año	6 al año	9 al año

Tabla 2.7. Modificación del RHRS.

3 METODOLOGÍA

3.1. INVESTIGACIÓN PREVIA AL ANÁLISIS

3.1.1 Fotografías aéreas e información de sensores remotos

Se pueden emplear fotografías aéreas en varias escalas con la finalidad de obtener información regional y local. Además de la información topográfica y geomorfológica, se pueden inferir la geología y detalles de la historia del sitio tales como rellenos, cortes o deslizamientos antiguos. Otra utilización de las fotografías aéreas es la clasificación del terreno en áreas homogéneas; basados en la pendiente, material geológico, erosión e inestabilidad, etc.

a) Interpretación de Fotografías aéreas

La interpretación de fotografías aéreas está probado que es uno de los sistemas más efectivos para el reconocimiento y demarcación de deslizamientos. Ninguna otra técnica ofrece una vista tridimensional del terreno tan buena. La escala es muy importante y la mayoría de las fotografías antiguas se encuentran en escalas que no permiten la identificación precisa de algún tipo de deslizamientos; sin embargo, el análisis de fotografías tomadas en el pasado como 5, 10 o 50, puede ofrecer información muy importante para el diagnóstico de los problemas actuales al compararlas con fotografías más recientes.

Para el análisis de las fotografías aéreas se pueden seguir los siguientes lineamientos:

- ✓ Expresión topográfica

Se debe estudiar la topografía en sí, las formas del terreno y los cambios de relieve. De este análisis se pueden separar los diferentes tipos de forma del terreno y se obtienen algunas claves tales como la naturaleza y estabilidad de los materiales que conforman una determinada topografía.

- ✓ Sistema de drenaje y erosión

La densidad y el sistema de los canales de drenaje natural reflejan la naturaleza del suelo y la roca que conforman la superficie del terreno. En general, un drenaje en forma de árbol indica un material uniforme y zonas planas y un sistema de drenaje paralelo indica la presencia de discontinuidades y pendientes fuertes. Los sistemas rectangulares son evidencia del control por parte de la roca subyacente y un sistema desordenado indica la presencia de coluviones y residuos superficiales. Un sistema de hoja de árbol es común en zonas de erosión muy severa por la presencia de limos y suelos erosionables.

Las formas de la sección de los canales de drenaje o erosión también son muy útiles para detectar el tipo de material; un canal redondeado indica la presencia de arcillas, un canal en U indica limos y uno en V muestra la existencia de arenas y gravas.

- ✓ Tonalidad del suelo

Los tonos grises son indicativos de la humedad del suelo, así un tono oscuro indica gran humedad y otro claro indica poco contenido de agua.

b) Imágenes de Satélite

En ocasiones se ha intentado la identificación de deslizamientos utilizando imágenes de satélite de alta resolución (10 m) pero se ha dificultado el análisis de deslizamientos de tamaños menores a 250 metros (Oyagi, 1993) y solo ha sido posible realizar cierto tipo de análisis en deslizamientos de gran tamaño (más de 500 metros); sin embargo, en áreas donde no se tengan fotografías aéreas las imágenes de satélite pueden ser de cierta utilidad (Suarez Díaz, 2009).

3.1.2 Estudio de los mapas geológicos y topográficos

a) Planos topográficos

La mayoría de los planos topográficos existentes presentan información de las condiciones generales del terreno. Los nuevos sistemas de mapas topográficos (Ortomapas) dibujados directamente sobre fotografías aéreas son de gran utilidad práctica. 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 bruscos de varias, líneas de transmisión eléctricas, de canales o cuerpos de agua pueden coincidir con deslizamientos activos.

b) Mapas geológicos

Aunque el mapa geológico en sí puede no especificar la presencia de deslizamientos o terrenos susceptibles a movimientos del talud, esta información puede inducirse por la relación estrecha que existe entre la Geología y la inestabilidad de los taludes. El análisis de la geología regional es el primer paso en el estudio de taludes. 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.

c) Mapas agrícolas

Los estudios agrícolas presentan un concepto tridimensional sobre la extensión horizontal y el perfil vertical de cada unidad de suelo. Adicionalmente, se encuentran ensayos de composición química y PH que son de gran ayuda en la identificación del tipo de suelo presente en el sitio.

d) Análisis de documentos y estudios anteriores

Se deben analizar los estudios geotécnicos de los sitios aledaños, sondeos, ensayos, e información de anteriores deslizamientos. En áreas urbanas debe obtenerse la información de las redes de servicios existentes.

3.1.3 Visita de reconocimiento

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

Los usos de la tierra, la irrigación para agricultura y otros factores en sitios aledaños pueden tener influencia determinante.

3.2 RECONOCIMIENTOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS DE CAMPO

El reconocimiento de campo de la zona de estudio es una de las tareas más importantes en la fase de estudios previos. Debe efectuarse después de la revisión de información y la fotointerpretación, obteniéndose una síntesis geológica y una topografía básica. Esta información permite acometer los reconocimientos geológico-geotécnicos a partir de los mapas existentes (González de Vallejo et al, 2002).

Los reconocimientos a realizar en campo son los siguientes:

- Datos geológicos
- Descripción geotécnica de suelos
- Descripción geotécnica de macizos rocosos
- Datos hidrogeológicos e hidrológicos
- Inestabilidades del terreno
- Accesos y situación de investigaciones
- Observación de patologías en estructuras

3.3 INVESTIGACIÓN IN SITU

3.3.1 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 (González de Vallejo et al, 2002).

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.

3.3.2 Caracterización de la matriz rocosa

Para caracterizar la matriz rocosa se necesitan describir tres aspectos:

1. Identificación.
2. Meteorización o alteración.
3. Resistencia a compresión simple.

a) Identificación

La identificación de una roca se establece a partir de su composición y de su textura o relaciones geométricas de sus minerales, junto con sus características genéticas. Las observaciones más prácticas son:

- Composición mineralógica.
- Forma y tamaño de los granos
- Color y transparencia.
- Dureza.

La composición mineralógica permite clasificar litológicamente la roca. La identificación detallada de los minerales requiere un estudio petrográfico, una vez descritos los minerales, se nombra y clasifica la roca. El sistema más recomendable se basa en clasificaciones geológicas enfocadas hacia usos geotécnicos.

Completándose la identificación de la roca definiendo el tamaño de grano y el color. El tamaño de grano hace referencia a las dimensiones medias de los minerales o fragmentos de roca que componen la matriz rocosa. El tamaño de las partículas minerales que componen la roca puede ser homogéneo (rocas equigranulares) o presentar variaciones importantes (heterogranulares). Los intervalos de tamaño reconocidos internacionalmente son los indicados en la Tabla 3.1.

Descripción	Tamaño del grano	Equivalencia con los tipos de suelos
Grano grueso	> 2mm	Gravas
Grano medio	0.06-2 mm	Arenas
Grano fino	< 0.06 mm	Limos y arcillas

Tabla 3.1. Clasificación del tamaño de grano de las rocas

El color de una roca depende de los minerales que la componen, y se puede describir dando un color principal seguido de uno secundario e indicando la intensidad que presenta. Cuando la roca no ha sufrido procesos de alteración y presenta un color original y característico, se define como roca sana. Las variaciones de coloración de la roca en el afloramiento indican que el material rocoso ha sufrido procesos de meteorización

La dureza es una propiedad directamente relacionada con la resistencia, que depende de la composición mineralógica y del grado de alteración que afecte a la roca. Su descripción es cualitativa. Generalmente se adoptan como criterios la densidad y la resistencia de la roca, estableciéndose el primer grado para la roca menos densa y resistente, el grado 14 para la más densa y resistente.

Para evaluar la dureza de los minerales se emplea la escala de Mohs, que asigna un valor de 1 para el mineral más blando (talco) y un valor de 10 para el más duro (diamante).

b) Meteorización

El grado de meteorización de la roca condiciona de forma definitiva sus propiedades mecánicas. Según avanza el proceso de meteorización aumentan la porosidad, permeabilidad y deformabilidad del material rocoso, al tiempo que disminuye su resistencia. La identificación del estado o grado de meteorización de la matriz rocosa se puede realizar de forma sistemática a partir de las descripciones del Tabla 3.2.

Término	Descripción
Fresca	No se observan signos de meteorización en la matriz rocosa.
Decolorada	Se observan cambios en el color original de la matriz rocosa. Es conveniente indicar el grado de cambio. Si se observa que el cambio de color se restringe a uno o algunos minerales se debe mencionar.
Desintegrada	La roca se ha alterado al estado de un suelo, manteniéndose la fábrica original. La roca es friable, pero los granos minerales no están descompuestos.
Descompuesta	La roca se ha alterado al estado de un suelo, alguno o todos los minerales están descompuestos.

Tabla 3.2. Grado de meteorización de la matriz rocosa.

c) Resistencia

La resistencia de la matriz rocosa puede ser estimada en el afloramiento mediante índices de campo o a partir de correlaciones con datos proporcionados por sencillos ensayos de campo, como el ensayo de carga puntual (PLT) o el martillo Schmidt.

Los índices de campo permiten una estimación del rango de resistencia de la roca. El ensayo de carga puntual (PLT) permite obtener un índice I_s , correlacionable con la resistencia a compresión simple. Mediante el martillo Schmidt o esclerómetro se mide la resistencia al rebote de una superficie rocosa, que se correlaciona con la resistencia a compresión simple. Con los valores de resistencia obtenidos con estos métodos se puede clasificar la matriz rocosa en base a los criterios de la Tabla 3.3.

Resistencia a compresión simple (MPa)	Descripción
1-5	Muy blanda
5-25	Blanda
25-50	Moderadamente dura
50-100	Dura
100-250	Muy dura
>250	Extremadamente dura

Tabla 3.3. Clasificación en base a la resistencia de la roca

3.3.3 Descripción de las discontinuidades

Las discontinuidades condicionan de una forma definitiva las propiedades y el comportamiento resistente, la deformación e hidráulico de los macizos rocosos. La resistencia al corte de las discontinuidades es el aspecto más importante en la determinación de la resistencia de los macizos rocosos duros fracturados, y para su estimación es necesario definir las características y propiedades de los planos de discontinuidad, las cuales son:

- a) Orientación.
- b) Espaciado.
- c) Continuidad o persistencia.
- d) Rugosidad.
- e) Resistencia de las paredes.
- f) Abertura.
- g) Relleno.
- h) Filtraciones

a) Orientación

Las discontinuidades sistemáticas se presentan en familias con orientación y características más o menos homogéneas. La orientación relativa y el espaciado de las diferentes familias de un macizo rocoso definen la forma de los bloques que conforman el macizo. La orientación de las discontinuidades con respecto a las estructuras u obras de ingeniería condiciona la presencia de inestabilidades y roturas a su favor (González de Vallejo et al, 2002).

La orientación de una discontinuidad en el espacio queda definida por su dirección de buzamiento (dirección de la línea de máxima pendiente del plano de discontinuidad respecto al norte) y por su buzamiento (inclinación respecto a la horizontal de dicha línea). Su medida se realiza mediante la brújula con cimómetro o con el diaclasímetro.

La dirección de buzamiento se mide siguiendo la dirección de las agujas del reloj desde el norte, y varía entre 0° y 360° . El buzamiento se mide mediante el clinómetro, con valores entre 0° (capa horizontal) y 90° (capa vertical). Lo anterior se muestra en la Figura 3.1.

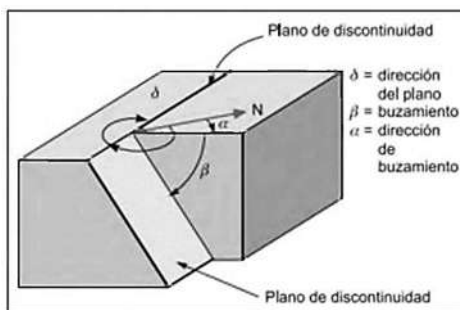


Figura 3.1. Medida de la orientación de discontinuidades.

La representación gráfica de la orientación de las diferentes familias de discontinuidades puede realizarse mediante:

- Proyección estereográfica.
- Diagramas de rosetas.

- Bloques diagrama.
- Símbolos en mapas geológicos

b) Espaciado

El espaciado entre los planos de discontinuidad condiciona el tamaño de los bloques de matriz rocosa y define el comportamiento mecánico del macizo rocoso, y su importancia con respecto a la influencia de las discontinuidades. En macizos rocosos con espaciados grandes, de varios metros, en los procesos de deformación y rotura prevalecerán las propiedades de la matriz rocosa o de los planos de discontinuidad según la escala de trabajo considerada y la situación de la obra de ingeniería con respecto a las discontinuidades; si los espaciados son menores, de varios decímetros a 1 o 2 metros, el comportamiento del macizo lo determinarán los planos de debilidad; por último, si el espaciado es muy pequeño el macizo estará muy fracturado y presentará un comportamiento “isótropo”, controlado por las propiedades del conjunto de bloques más o menos uniformes.

El espaciado se define como la distancia entre dos planos de discontinuidad de una misma familia, medida en la dirección perpendicular a dichos planos, y se describe según los términos de la Tabla 3.4.

Descripción	Espaciado
Extremadamente junto	< 20mm
Muy junto	20-60 mm
Junto	60-200 mm
Moderadamente junto	200-600 mm
Separado	600-2000 mm
Muy separado	2000-6000 mm
Extremadamente separado	> 6000 mm

Tabla 3.4. Descripción del espaciado.

c) Continuidad

La continuidad o persistencia de un plano de discontinuidad es su extensión superficial, medida por la longitud según la dirección del plano y según su buzamiento. Las discontinuidades pueden o no terminar contra otra discontinuidad, debiendo indicarse en la descripción. Las familias más continuas generalmente son las que condicionan principalmente los planos de rotura del macizo rocoso. La continuidad se describe según la Tabla 3.5.

Continuidad	Longitud
Muy baja continuidad	< 1 m
Baja continuidad	1-3 m
Continuidad media	3-10 m
Alta continuidad	10-20 m
Muy alta continuidad	> 20 m

Tabla 3.5. Descripción de la continuidad.

d) Rugosidad

La descripción y medida de la rugosidad tiene como principal finalidad la evaluación de la resistencia al corte de los planos, T, que para discontinuidades sin cohesión puede ser estimada a partir de datos de campo y de expresiones empíricas. La rugosidad aumenta la resistencia al corte, que decrece con el aumento de la abertura y, por lo general, con el espesor de relleno.

El término rugosidad se emplea en sentido amplio para hacer referencia tanto a la ondulación de las superficies de discontinuidad, como a las irregularidades o rugosidades a pequeña escala de los planos, definidas en ocasiones como de 1° y 2° orden respectivamente. La descripción de la rugosidad requiere dos escalas de observación:

- Escala decimétrica y métrica para la ondulación de las superficies: superficies planas, onduladas o escalonadas.
- Escala milimétrica y centimétrica para la rugosidad o irregularidad: superficies pulidas, lisas o rugosas.

El método más sencillo y rápido para medir la rugosidad es la comparación visual de la discontinuidad con los perfiles estándar de rugosidad de la Figura 3.2.

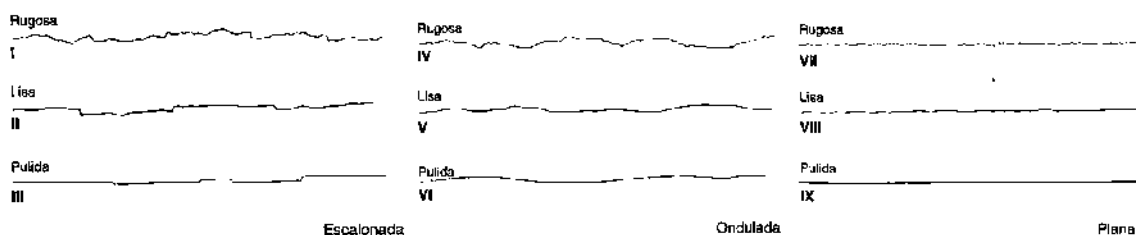


Figura 3.2. Perfiles de rugosidad, la longitud de los perfiles esta entre 1 y 10 centímetros.

Cabe mencionar que existen otros métodos más precisos que permiten realizar medidas cuantitativas de la ondulación y la rugosidad (González de Vallejo et al., 2002).

e) Resistencia de las paredes de la discontinuidad

La resistencia de la pared de una discontinuidad influye en su resistencia al corte y en su deformabilidad, esta depende del tipo de matriz rocosa, del grado de alteración y de la existencia o no de relleno. En discontinuidades sanas y limpias, la resistencia sería la misma de la matriz rocosa, pero generalmente es menor debido a la meteorización de las paredes.

Una teoría para conocer la resistencia de la discontinuidad es el criterio de Barton y Chubey. Se trata de un criterio empírico, deducido a partir del análisis del comportamiento de las discontinuidades en ensayos de laboratorio, que permite estimar la resistencia al corte en discontinuidades rugosas. Se expresa en la Fórmula 3.1:

$$\tau = \sigma'_n \tan \left[JRC * \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma'_n} \right) + \phi_r \right] \quad (3.1)$$

en donde:

- τ y σ'_n son los esfuerzos tangencial y normal efectivo sobre el plano de discontinuidad.
- ϕ_r es el ángulo de rozamiento residual.
- JRC es el coeficiente de rugosidad de la discontinuidad (Joint Roughness Coefficient).
- JCS es la resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad (Joint wall Compresión Strength).

Para determinar el ángulo de rozamiento residual hay que tener en cuenta que en general la pared de la junta está alterada y por lo tanto el ángulo de rozamiento residual será inferior al ángulo de la roca sana ϕ_b . Para su evaluación se aplica la Fórmula 3.2:

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 \frac{r}{R} \quad (3.2)$$

Donde **R** es el valor del rebote del esclerómetro o martillo Schmidt sobre una superficie de material sano y seco; **r** es el valor del rebote del esclerómetro sobre la superficie de la pared de la junta en estado natural, húmedo o seco; ϕ_b es el ángulo de resistencia básico de la roca. Si las paredes de la discontinuidad están sanas, $\phi_r = \phi_b$.

Para el cálculo del parámetro JCS, si las paredes de la junta no están alteradas o meteorizadas se toma el valor de la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa, σ_c . Si la pared está alterada, como ocurre habitualmente, el valor de JCS puede obtenerse a partir de los resultados del esclerómetro sobre la pared de la junta, mediante la Fórmula 3.3:

$$\log_{10} JCS = 0.00088 \gamma_{roca} r + 1.01 \quad (3.3)$$

donde JCS tiene unidades en MN/m² y γ_{roca} en KN/m³.

Para la determinación del parámetro JRC, este depende de la rugosidad de las paredes de la discontinuidad, y varía entre 1 y 20. Determinándose como se describió en el inciso d) rugosidad.

Ahora bien, los parámetros JRC y JCS dependen de la escala que se considere. Los valores de JRC obtenidos empíricamente corresponden a juntas de 10 cm de longitud. Para analizar el comportamiento de juntas de mayor longitud es necesario corregir los valores para otras escalas. El valor de la resistencia a compresión JCS, y por tanto de la componente JCS/σ'_n , disminuye al aumentar la escala. Para contrarrestar estos efectos Bandis et al., (1981) han establecido las siguientes relaciones para obtener los parámetros en juntas de longitud real L_n ($L_0 = 10$ cm), Fórmulas 3.4 y 3.5:

$$JCS_n = JCS_o(L_n/L_o)^{-0.03JCS_o} \tag{3.4}$$

$$JRC_n = JRC_o(L_n/L_o)^{-0.02JRC_o} \tag{3.5}$$

La resistencia de las juntas a escala real puede ser estimada entonces por la Fórmula 3.6 (Barton, 1990):

$$\tau = \sigma'_n \tan \left[JRC_n * \log_{10} \left(\frac{JCS_n}{\sigma'_n} \right) + \phi_r + i \right] \tag{3.6}$$

Donde i es el ángulo de la ondulación a gran escala de las discontinuidades.

f) Abertura

La abertura es la distancia perpendicular que separa las paredes de la discontinuidad cuando no existe relleno. La influencia de la abertura en la resistencia al corte de la discontinuidad es importante al modificar las tensiones efectivas que actúan sobre las paredes.

Su medida se realiza directamente con una regla graduada en milímetros. Debe indicarse si la abertura de una discontinuidad presenta variaciones, realizándose medidas a lo largo y al menos de 3 m. La descripción se realiza según la terminología de la Tabla 3.6. Las medidas han de realizarse para cada familia de discontinuidades.

Abertura	Descripción
< 0.1 mm	Muy cerrada
0.1-0.25 mm	Cerrada
0.25-0.5 mm	Parcialmente abierta
0.5-2.5 mm	Abierta
2.5-10 mm	Moderadamente abierta
> 10 mm	Ancha
1-10 cm	Muy ancha
10-100 cm	Extremadamente ancha

>1 m Cavernosa
Tabla 3.6. Descripción de la abertura.

g) Relleno

Las discontinuidades pueden aparecer rellenas de un material de naturaleza distinta a la roca de las paredes. En caso de que el relleno se tratara de materiales blandos o alterados, éstos pueden sufrir variaciones importantes en sus propiedades resistentes a corto plazo si cambia su contenido en humedad o si tiene lugar algún movimiento a lo largo de las juntas. Las características principales del relleno que deben describirse en el afloramiento son: su naturaleza, espesor o anchura, resistencia al corte y permeabilidad.

h) Filtraciones

El agua en el interior de un macizo rocoso procede generalmente del flujo que circula por las discontinuidades. Las observaciones respecto a las filtraciones en discontinuidades, tanto si se presentan rellenas como si aparecen limpias, pueden seguir las descripciones del Cuadro 3.7.

Clase	Discontinuidades sin relleno	Discontinuidades con relleno
I	Junta muy plana y cerrada. Aparece seca y no parece posible que circule agua.	Relleno muy consolidado y seco. No es posible el flujo de agua.
II	Junta seca sin evidencia de flujo de agua.	Relleno húmedo pero sin agua libre.
III	Junta seca pero con evidencia de haber circulado agua.	Relleno mojado con goteo ocasional.
IV	Junta húmeda pero sin agua libre.	Relleno que muestra señales de lavado, flujo de agua continuo (estimar el caudal en l/min.).
V	Junta con rezume, ocasionalmente goteo pero sin flujo continuo.	Relleno localmente lavado, flujo considerable según canales preferentes (estimar caudal y presión).
VI	Junta con flujo continuo de agua (estimar el caudal en l/min. Y la presión).	Rellenos completamente lavados, presiones de agua elevadas.

Tabla 3.7. Descripción de las filtraciones en discontinuidades.

3.4 CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES

3.4.1 Caracterización del suelo

I. Clasificación de suelos

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

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

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

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

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

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

1. Grava bien graduada (GW) o Arena bien graduada (SW): en este grupo se tiene una arena o grava que contiene menos del 5% de finos, además de que se debe cumplir con el coeficiente de uniformidad (C_u) y el coeficiente de curvatura (C_c), para que una grava pueda considerarse como bien graduada su coeficiente de uniformidad debe ser mayor de 4 y su coeficiente de curvatura debe estar entre 1 y 3, para el caso de las arenas, el coeficiente de uniformidad debe ser mayor de 6 y el coeficiente de curvatura debe estar entre 1 y 3.
2. Gravas mal graduadas (GP) o Arenas mal graduadas (SP): en este caso se tienen suelos con menos del 5% de suelo fino, pero a diferencia del anterior, la grava o la arena según sea el caso, no cumple con el coeficiente de uniformidad y/o coeficiente de curvatura, se

trata de suelos homogéneos, que presentan predominio de algún tamaño de partícula o de un margen de tamaños, faltando algunos intermedios.

3. Gravas limosas (GM) o Arenas limosas (SM): debe tener más del 12% de suelo fino, además la clasificación del suelo fino debe corresponder a un limo, la plasticidad en estos grupos varía entre nula y media.
4. Gravas arcillosas (GC) o Arenas arcillosas (SC): debe tener más del 12% de suelo fino, además la clasificación del suelo fino debe corresponder a una arcilla, la plasticidad en estos grupos varía entre media y alta.
5. Suelos con un contenido de finos entre el 5% y el 12%: debe tener entre un 5% y 12% de suelo fino, en este caso se da una clasificación de símbolo doble, primero se coloca la clasificación correspondiente, de acuerdo a una grava o arena, además si es graduada o mal graduada (GW o GP o SW o SP). Seguido de esto se coloca una raya intermedia para colocar la otra clasificación que corresponderá a una grava o arena, que puede ser arcillosa o limosa (GM o GC o SM o SC).

Los suelos finos también se pueden dividir en tres tipos: Limos inorgánicos denotados con la letra “M”, Arcillas inorgánicas denotadas con la letra “C”, Limos o Arcillas orgánicas denotadas con la letra “O”; esta clasificación se basa en sus límites de consistencia, donde se emplea la carta de plasticidad desarrollada por Casagrande, la cual permite clasificar el suelo fino teniendo como parámetros de entrada el límite líquido (LL) y el índice plástico del suelo (IP).

Además se tienen suelos compuestos por materia orgánica, de consistencia fibrosa, altamente compresibles, tales como turbas y suelos pantanosos, este tipo de suelos forman un grupo independiente representado con las letras Pt. En la Tabla 3.8 se resume la clasificación mediante el sistema SUCS (Norma M-MMP1-02/03).

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

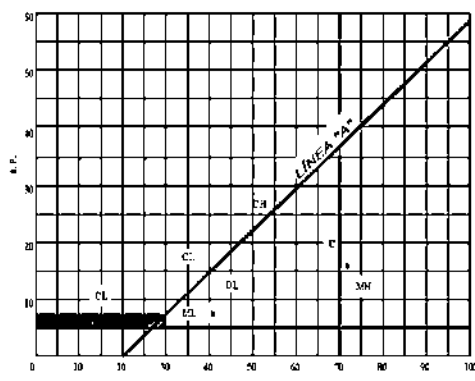
DIVISIÓN MAYOR		Símbolo	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIO DE CLASIFICACIÓN EN EL LABORATORIO		
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido en la malla número 200 ϕ	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por la malla No. 1 PARA CLASIFICACIÓN VISUAL PUEDE USARSE $\frac{1}{2}$ cm. COMO EQUIVALENTE A LA ABERTURA DE LA MALLA No. 4	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con poca o nada de finos	COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD C_u : mayor de 4. COEFICIENTE DE CURVATURA C_c : entre 1 y 3. $C_u = D_{60}/D_{10}$ $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10})(D_{60})$		
		GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos			
		v GM u	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo	LÍMITES DE ATTERBERG ABAJO DE LA "LÍNEA A" O I.P. MENOR QUE 4.		
			Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla			
		ARENAS LIMPIAS Poco o nada de partículas finas	SW	Arenas bien graduadas, arena con gravas, con poca o nada de finos.	Arriba de la "línea A" y con I.P. entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles.	
			SP	Arenas mal graduadas, arena con gravas, con poca o nada de finos.		
		ARENAS CON FINOS Cantidad apreciable de partículas finas	* SM d u	Arenas limosas, mezclas de arena y limo.	LÍMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LÍNEA A" CON I.P. MAYOR QUE 7.	
			SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla.		
		SUELOS DE PARTICULAS FINAS Más de la mitad del material pasa por la malla número 200 ϕ	ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla No. 1 PARA CLASIFICACIÓN VISUAL PUEDE USARSE $\frac{1}{2}$ cm. COMO EQUIVALENTE A LA ABERTURA DE LA MALLA No. 4	MI	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos.	G - Grava, S - Arena, O - Suelo Orgánico, P - Turba, M - Limo C - Arcilla, W - Bien Graduada, F - Mal Graduada, L - Baja Compresibilidad, H - Alta Compresibilidad
				CL	Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, suelos con grava, arena, limos, arcillas finas, mezclas pobres.	
OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.			CARTA DE PLASTICIDAD (S.U.C.S.) 		
MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diazonúricos, más elásticos.					
CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.					
OH	Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad.					
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS	P			Turbas y otros suelos altamente orgánicos.		

Tabla 3.8. Clasificación mediante el sistema SUCS (Juárez Badillo, 1980).

II. Granulometría

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

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

a) Curva de distribución granulométrica

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

Un suelo constituido por partículas de un solo tamaño, estará representado por una línea vertical, una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños (suelo bien graduado) (Juárez Badillo, 1980; Lambe, 1991).

b) Análisis con cribado

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

Para lo cual se debe obtener una fracción representativa de la muestra de suelo la cual una vez realizado su secado y lavado, se criba el material retenido en la malla No.4 a través de las mallas de 3", 2", 1 1/2", 1", 3/4", 1/2", 1/4" y la No. 4. De la fracción que pasó la malla No. 4 se obtienen 200 grs mediante un cuarteo de la fracción, se procede a cribar el material a través de las mallas No.4, No. 10, No.20, No.40, No.60, No.100 y la No.200 anotándose el peso retenido en cada malla (W_j). Una vez realizado todo el procedimiento anterior, se calculan los porcentajes retenidos que pasan por cada malla.

Teniendo el cálculo, se determina el coeficiente de uniformidad (C_u) y el coeficiente de curvatura (C_c) empleando las Fórmulas 3.8 y 3.9:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (3.7)$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60}D_{10}} \quad (3.8)$$

dónde:

D_{10} , D_{30} y D_{60} son los tamaños de partícula de suelo que corresponden en la gráfica de la composición granulométrica al 10%, 30% y 60% de material que pasa en cada malla (Norma M-MMP-1-06/03).

III. Límites de consistencia

a) Determinación del Límite Líquido

El procedimiento actual para determinar el Límite Líquido es el desarrollado por Casagrande, que fue quien estandarizó todas las etapas del método desarrollado por Atterberg.

Como resultado de tal investigación nació la técnica basada en el uso de la Copa de Casagrande, que es un recipiente de bronce o latón con un tacón solidario del mismo material.

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

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

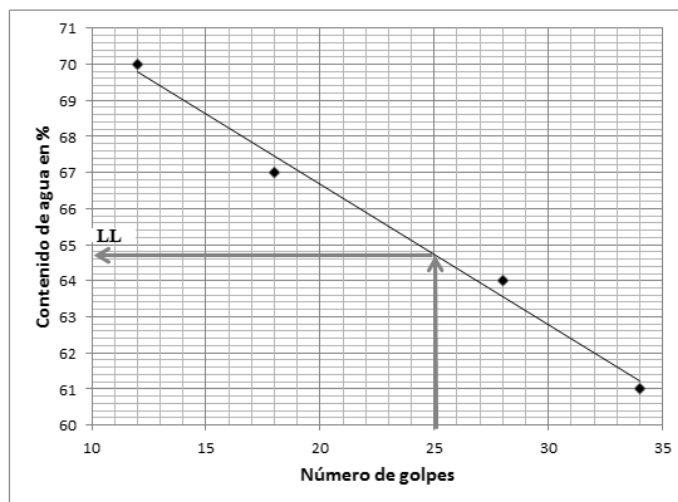


Figura 3.3. Curva de fluidez y determinación del Límite Líquido.

Para construir la curva de fluidez sin salirse del intervalo en el que puede considerarse recta, Casagrande recomienda registrar valores entre los 6 y los 35 golpes, determinando 6 puntos, tres entre 6 y 15 golpes y otros tres entre 23 y 32 golpes (Norma M-MMP1-07/07).

b) Determinación del Límite Plástico

La prueba se realiza rolando una porción húmeda de suelo hasta que se llegue a formar un rollito o cilindro de diámetro de 3 mm ($1/8''$), propuesta de Terzaghi. Cuando los rollitos tengan 3 mm de diámetro, se doblan y presionan, formándose una pastilla que vuelve a rolarse, hasta que en los 3 mm justos ocurra el desmoronamiento y agrietamiento; en tal momento se determinará rápidamente su contenido de agua, que corresponde al Límite Plástico (Norma M-MMP1-07/07).

c) Determinación del Límite de Contracción

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

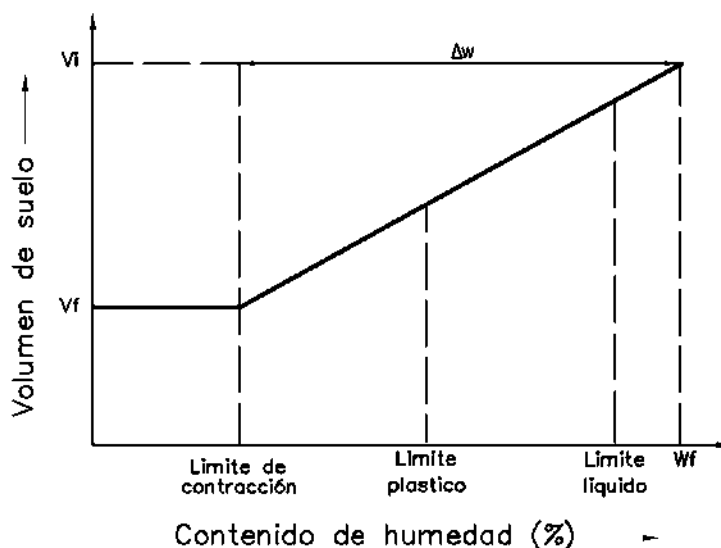


Figura 3.4. Límites de consistencia.

IV. Prueba Proctor Estándar

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

En esta prueba el suelo es compactado en un molde que tiene un volumen de 943.3 cm^3 y diámetro de 101.6 mm. El molde se une a una placa de base en el fondo y a una extensión en la parte superior (Figura 3.5a). El suelo se mezcla con cantidades variables de humedad y luego se compacta en tres capas iguales por medio de un pisón (Figura 3.5b), transmitiéndole 25 golpes a

cada capa. El pisón pesa 2.488 Kgf y tiene una altura de caída de 304.8 mm. Para cada prueba, se obtiene el peso específico húmedo de compactación con la Fórmula 3.10:

$$\gamma = \frac{W}{V_{(m)}} \quad (3.10)$$

dónde:

W= Peso del suelo compactado en el molde.

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

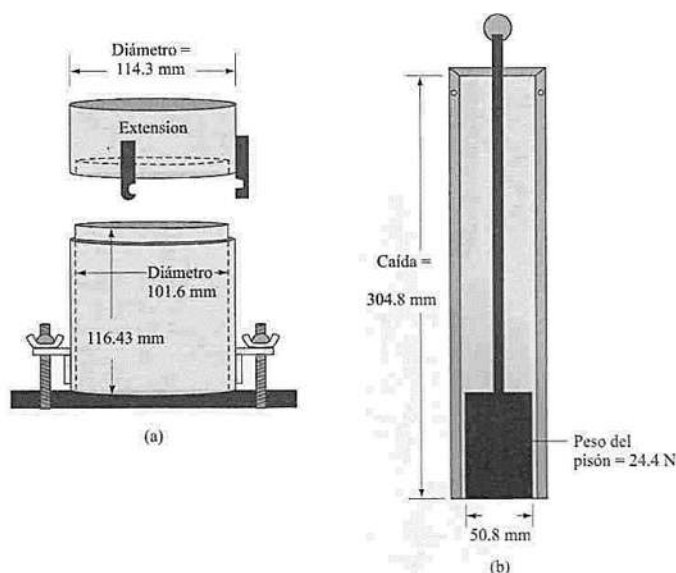


Figura 3.5. Equipo de la prueba Proctor Estándar: (a) molde; (b) pisón.

Con un contenido de agua conocido, el peso específico seco (γ_d), se calcula con la Fórmula 3.11:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \frac{w(\%)}{100}} \quad (3.11)$$

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

Los diferentes valores de γ_d obtenidos en la prueba, se grafican contra los correspondientes contenidos de agua, para obtener de esta forma el peso específico seco máximo y el contenido de agua óptimo para el suelo. Para un contenido de agua dado, el peso específico seco máximo teórico se obtiene cuando no existe aire en los espacios vacíos, es decir, cuando el grado de saturación es igual al 100% (Das, 2001).

Las especificaciones dadas para las pruebas Proctor adoptadas por las ASTM y AASHTO respecto al volumen del molde y el número de golpes, son generalmente las mismas para los suelos de grano fino que pasan la malla No. 4. Sin embargo, bajo cada designación de prueba, tres métodos diferentes reflejan el tamaño del molde, el número de golpes por capa y el tamaño

máximo de partícula en un suelo usado para pruebas. En la Tabla 3.9 se da un resumen de los métodos de la prueba Proctor estándar.

Concepto	Método A	Método B	Método C
Diámetro del molde	101.6 mm	101.6 mm	152.4 mm
Volumen del pisón	943.3 cm ³	943.3 cm ³	2124 cm ³
Peso del pisón	2.488 Kgf	2.488 Kgf	2.488 Kgf
Altura de caída del pisón	304.8 mm	304.8 mm	304.8 mm
Número de golpes del pisón por capa de suelo	25	25	56
Número de capas de compactación	3	3	3
Energía de compactación	591.3 KN-m/m ³	591.3 KN-m/m ³	591.3 KN-m/m ³
Suelo por usarse	Porción que pasa la malla No. 4 (4.75 mm). Se usa si 20% o menos por peso de material es retenido en la malla No. 4	Porción que pasa la malla de 9.5 mm. Se usa si el suelo retenido en la malla No. 4 es más del 20%, y 20% o menos por peso es retenido en la malla de 9.5 mm.	Porción que pasa la malla de 19 mm. Se usa si más del 20% por peso de material es retenido en la malla de 9.5 mm, y menos de 30% por peso es retenido en la malla de 19 mm.

Tabla 3.9. Especificaciones para la prueba Proctor estándar (basada en las 698-91 de la ASTM).

V. Peso específico relativo

El peso específico relativo de los sólidos se determina mediante una prueba de laboratorio, en esta prueba se coloca agua a un matraz hasta la mitad de su capacidad, posteriormente se coloca una porción de muestra de suelo seco, a continuación se le expulsa el aire que está atrapado entre las partículas del suelo, esto a través de ebullición o exponiendo la suspensión al vacío, terminado este proceso, se llena el matraz hasta su marca de aforo con agua. Si la temperatura del agua es la misma que la de la suspensión puede obtenerse una fórmula para S_s , utilizando los esquemas mostrados en la Figura 3.6 (Das, 2001).

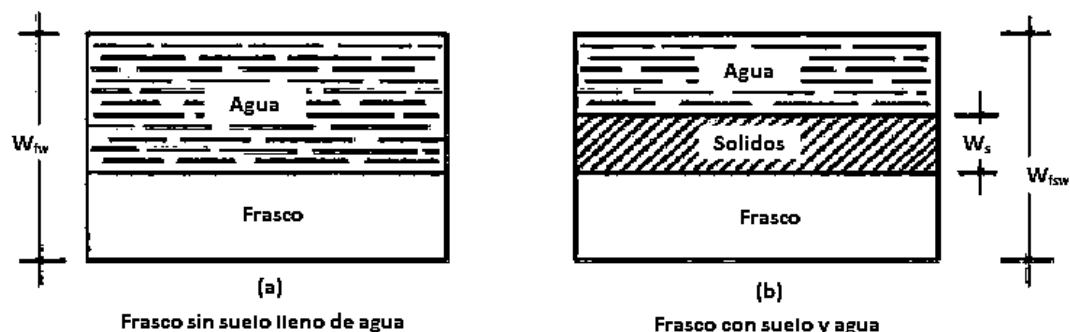


Figura 3.6. Esquema que ilustra la obtención de S_s .

sea:

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

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

Entonces, se tiene:

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

Con lo que se obtiene de la Fórmula 3.12:

$$S_s = \frac{W_s}{W_{fw} + W_s - W_{fsw}} \quad (3.12)$$

En la Fórmula 3.12 todas las magnitudes son medibles en laboratorio (Norma M-MMP1-05/03).

VI. Prueba de consolidación unidimensional en laboratorio.

El procedimiento de prueba de la consolidación unidimensional fue primero sugerido por Terzaghi (1925), la Figura 3.7 muestra un ejemplo de un consolidómetro. El espécimen de suelo se coloca dentro de un anillo metálico entre dos piedras porosas, una en la parte superior y otra en el fondo. La carga sobre el espécimen se aplica por medio de un brazo de palanca y la compresión se mide por medio de un micrómetro calibrado. El espécimen se mantiene bajo agua durante la prueba. Cada carga se mantiene generalmente durante 24 horas. Después se duplica la presión sobre el espécimen y se continúa la medición de la compresión. Al final se determina el peso seco del espécimen de la prueba.

La forma general de la gráfica de deformación del espécimen vs tiempo para un incremento dado de carga se muestra en la Figura 3.8. En la gráfica se observan tres etapas distintas:

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

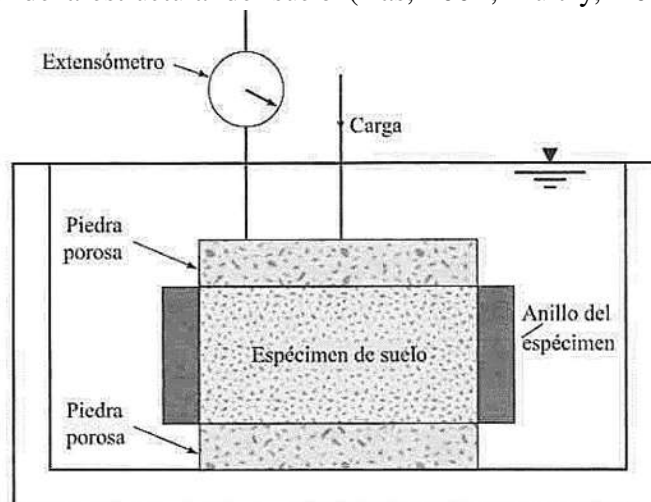


Figura 3.7. Consolidómetro propuesto por Terzaghi.

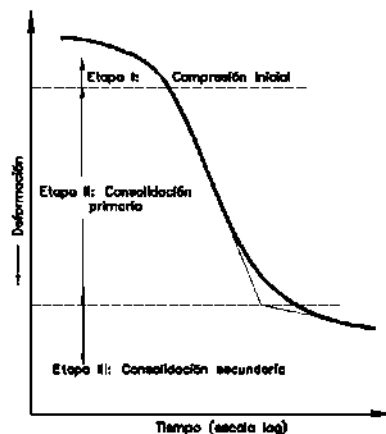


Figura 3.8. Gráfica tiempo vs deformación durante la consolidación para un incremento dado de carga.

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor, evidentemente, que el inicial y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. Así, para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre el espécimen. En suma, una vez aplicados todos los

incrementos de carga; se tienen valores para constituir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante, en escala natural o logarítmica y en cuyas ordenadas se anotan los correspondientes de “e” en escala natural. Estas curvas se llaman de compresibilidad y de ellas se obtiene una en cada prueba completa. En la Figura 3.9 se muestran las formas típicas de estas curvas (Juárez Badillo, 1980).

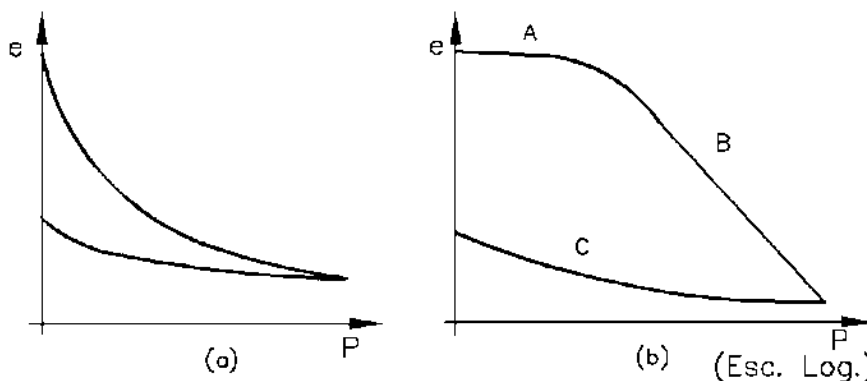


Figura 3.9. Forma típica de la curva de compresibilidad en suelos compresibles: a) Representación aritmética; b) Representación semilogarítmica.

VII. Prueba de corte directo

El equipo para llevar a cabo esta prueba consiste en una caja de corte metálica donde se coloca el espécimen (Figura 3.10). La caja está cortada horizontalmente en dos partes. La fuerza normal sobre el espécimen se aplica desde la parte superior de la caja de corte. El esfuerzo normal sobre los especímenes debe ser tan grande como 1000 kN/m^2 . La fuerza cortante es aplicada moviendo una mitad de la caja respecto de la otra para generar la falla en el espécimen de suelo.

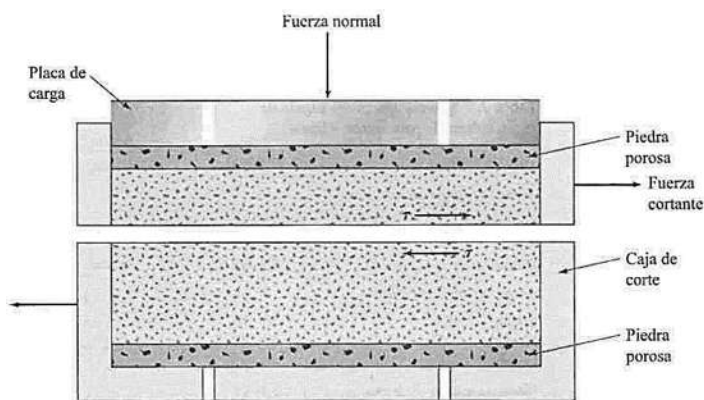


Figura 3.10. Diagrama del arreglo para la prueba de corte directo.

En la prueba se controla la deformación unitaria aplicando una razón constante de desplazamiento cortante a una mitad de la caja por medio de un motor que actúa a través de

engranes. La tasa constante de desplazamiento cortante se mide con un micrómetro horizontal. La fuerza cortante resistente del suelo correspondiente a cualquier desplazamiento cortante se mide por medio de un anillo de ensaye horizontal o con una celda de carga. Para una prueba dada el esfuerzo normal se calcula con la Fórmula 3.13:

$$\sigma = \sigma' = \text{esfuerzo normal} = \frac{\text{fuerza normal}}{\text{área de la sección transversal del espécimen}} \quad (3.13)$$

El esfuerzo cortante resistente para cualquier desplazamiento cortante se calcula con la Fórmula 3.14:

$$\tau = \text{esfuerzo cortante} = \frac{\text{fuerza cortante resistente}}{\text{área de la sección transversal del espécimen}} \quad (3.14)$$

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

a) Tipos de pruebas de corte directo

Se pueden realizar las siguientes pruebas:

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

b) Procedimiento para la realización de las pruebas UU, CU y CD según la Norma Española UNE 103401,1998

Consolidación. En el caso de las pruebas CU y CD, se colocan las pesas necesarias en el colgadero del yugo de fuerzas verticales para conseguir la tensión vertical deseada, σ_n . Después, se anota la hora inicial de esta fase y se pone en marcha el cronómetro.

Se llena el carro deslizante con agua hasta el nivel superior de la probeta. Si se ensayan suelos secos o semisaturados, esta operación de llenado de agua del carro no se realiza.

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

Determinación de la velocidad de rotura. Este paso se realiza para las prueba CD. Para determinar la velocidad de rotura que hay que aplicar, se puede seguir el siguiente procedimiento:

De acuerdo al “Método logarítmico o de Casagrande”, se obtiene la lectura teórica de la deformación vertical, L_0 , en el instante $t = 0$ y la lectura correspondiente al 100% de consolidación primaria, L_{100} . Con lo cual se obtiene la lectura correspondiente al 50% de la consolidación primaria, L_{50} , aplicando la Formula 3.15:

$$L_{50} = \frac{L_0 + L_{100}}{2} \quad (3.15)$$

El tiempo correspondiente al 50% de la consolidación primaria, t_{50} , se halla directamente sobre el gráfico, trazando desde L_{50} una recta horizontal hasta que corte a la curva. Desde ese punto se traza una vertical; el punto de corte con el eje de abscisas es t_{50} .

El coeficiente de consolidación, C_v , para el incremento de carga aplicada, y para el 50% de la consolidación primaria, se determina mediante la expresión (Formula 3.16):

$$C_v = \frac{0.196H^2}{t_{50}} \quad (3.16)$$

Dónde:

H= la mitad de la altura de la probeta en el instante t_{50} .

El tiempo necesario para alcanzar la máxima resistencia al corte, t_f , se determina mediante la siguiente expresión (Formula 3.17):

$$t_f = \frac{H^2}{2C_v(1-U_f)} \quad (3.17)$$

Dónde:

U_f = El grado de disipación de presiones intersticiales en tanto por uno, cuyo valor más usual es 0, 95.

En este momento se debe estimar para qué desplazamiento horizontal, d_f , se alcanza la resistencia de corte máxima.

Tipo de suelo	Desplazamiento de la caja para alcanzar la máxima resistencia (mm)
Arena floja	5 a 8
Arena compacta	2 a 5
Arcilla plástica	8
Arcilla dura	2 a 5
Arcilla muy dura	1 a 2

Finalmente, para obtener la máxima velocidad de desplazamiento horizontal, V_{\max} , en mm/min, se aplica la Fórmula 3.18:

$$V_{\max} = \frac{d_f}{t_f} \quad (3.18)$$

En el caso de las pruebas UU y CU, la velocidad de desplazamiento horizontal tiene que ser lo suficientemente rápida para que la rotura se produzca sin permitir el drenaje del agua de los poros, por lo tanto deberá ser mayor a V_{\max} .

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

Se continúa el ensayo hasta que se sobrepase en varias lecturas la fuerza máxima o hasta el máximo recorrido que permita el aparato si no hay un pico definido (Norma española UNE 103401,1998).

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

Se calcula la tensión de corte sobre la superficie de rotura de la probeta, τ , para cada lectura durante el ensayo, mediante la Fórmula 3.19:

$$\tau = \frac{F_h}{A} \times 1000 \quad (3.19)$$

Dónde:

A= Área inicial de la probeta, en mm^2 .

El área corregida en cualquier instante durante el ensayo para una caja de corte circular, A_c , expresada en mm^2 , se calcula con la Fórmula 3.20:

$$A_c = 2R^2 \alpha - \Delta 1R \text{sen } \alpha \quad (3.20)$$

Dónde:

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

Δl = Desplazamiento relativo entre las dos mitades de la caja de corte, expresado en mm.

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

3.4.2 Caracterización de la matriz rocosa

Existen una serie de parámetros que se emplean para la identificación y descripción cuantitativa de las propiedades básicas de las rocas y permiten, así mismo, establecer una primera clasificación con fines geotécnicos. Estas propiedades índices son las que determinen las propiedades y el comportamiento mecánico de la matriz rocosa.

I. Densidad

La densidad (Masa volumétrica) del material húmedo, γ_m , en kg/m^3 , es la relación entre la masa total del material y el volumen total del mismo. Pudiendo calcularse este por diversos métodos, la determinación de este parámetro se realizó mediante el procedimiento descrito en la norma M.MMP.1.08/03,

La Gravedad Específica es la relación entre la densidad del agregado y la del agua (1000 kg/cm^3), en donde se debe tomar en cuenta tanto el peso como el volumen de la porción de agua contenida dentro de las partículas. El agua libre que se encuentra sobre las superficies exteriores del agregado húmedo no entra en el cálculo de la gravedad específica. La determinación de este parámetro se realizó mediante el procedimiento descrito en la norma ASTM C127-04.

II. Absorción

La absorción del material es la masa del agua que penetra en las oquedades de las partículas gruesas, cuando se le deja sumergido en agua a una temperatura de 15 a 25°C, durante 24 hrs; se expresa en por ciento con relación a la masa de sólidos del material. El procedimiento se realiza según lo especificado en la norma M-MMP-1-05/03.

III. Porosidad

La porosidad es una medida de la capacidad de almacenamiento de agua que posee una roca y se define como la parte del volumen total de la roca que corresponde a espacios que pueden almacenar fluidos. El máximo valor que puede alcanzar es 1 o 100%. Esta propiedad es la que más afecta a las características resistentes y mecánicas, siendo inversamente proporcional a la resistencia y a la densidad, y directamente proporcional a la deformación. La porosidad, en general, decrece con la profundidad y con la edad de las rocas.

La densidad del líquido se determina utilizando (P_{liq}) a la temperatura del ensayo, la densidad del agua se muestra en la Tabla 3.10.

Temperatura (°C)	Densidad (g/cm ³)
15	0,9991
16	0,9989
17	0,9988
18	0,9986
19	0,9984
20	0,9982
21	0,9980
22	0,9978
23	0,9975
24	0,9973
25	0,9970
26	0,9968
27	0,9965
28	0,9962
29	0,9959
30	0,9956

Tabla 3.10. Densidad del agua en función de la temperatura

La densidad aparente (P_b) se obtiene mediante la Fórmula 3.21:

$$P_b = \frac{m_1}{m_3 - m_2} * P_{liq} \quad (3.21)$$

La porosidad abierta (π_a) se obtiene mediante la Fórmula 3.22:

$$\pi_a = \frac{m_3 - m_1}{m_3 - m_2} * 100 \quad (3.22)$$

donde:

m_1 = masa del espécimen seco.

m_2 = masa aparente de la probeta sumergida.

m_3 = masa del espécimen saturado.

La porosidad abierta (π_a) es el cociente entre el volumen total de poros abiertos dentro de un cuerpo poroso y su volumen aparente, este se expresa en porcentaje del volumen aparente. El procedimiento descrito se tomó de la norma UNE-EN 993-1.

IV. Durabilidad

Es la resistencia ante los procesos de alteración y desintegración. Procesos como la hidratación, disolución, oxidación, etc. cambian las propiedades del material rocoso. La durabilidad de la roca aumenta con la densidad y se reduce con el contenido en agua.

La durabilidad se evalúa mediante el ensayo de sequedad-humedad-desmoronamiento, o slake durability test (SDT), que consiste en someter al material, previamente fragmentado, a ciclos estándar de humedad-sequedad-desmoronamiento de 10 minutos de duración en el laboratorio.

El equipo empleado consiste de un motor que hace girar dos tambores metálicos a una velocidad de 20 rpm. Los tambores están formados por una malla con una abertura de 2 mm y un diámetro de 140 mm, con una longitud de 100 mm, como muestra la Figura 3.11. En la prueba se debe utilizar agua destilada, para que no contenga impurezas que puedan afectar el resultado de la prueba.

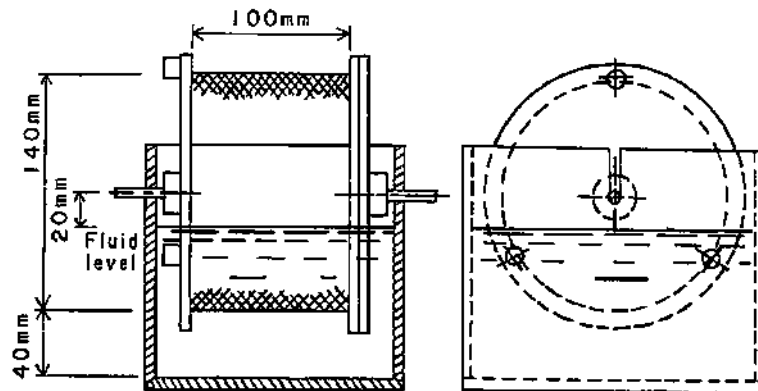


Figura 3.11. Dimensiones del equipo para la prueba de durabilidad.

El índice de durabilidad, I_D , representa el porcentaje de roca, en peso seco, que queda retenido en el tambor después de uno a dos ciclos de desmoronamiento y puede variar entre 0% y 100%. Dicho procedimiento viene de la norma ASTM D 4644-04. El cálculo del índice de durabilidad se realiza con la Formula 3.23:

$$I_D = \left[\frac{(W_F - C)}{B - C} \right] * 100 \quad (3.23)$$

dónde:

I_D = Índice de durabilidad.

B = Masa del tambor más los especímenes secos antes del primer ciclo.

W_F = Masa del tambor más los especímenes secos después de cada ciclo.

C = Masa del tambor.

Una vez obtenidos los índices de durabilidad se comparan con los valores de la Tabla 3.11, donde se indica la clasificación estándar en base a un valor propuesto por la ASTM D 4644-04. Este valor indica el grado de degradación o intemperización de la roca analizada.

Durabilidad	Porcentaje Retenido	
	1er ciclo	2do ciclo
Muy alta	> 99	90 - 95
Alta	98 - 99	85 - 90
Media- Alta	95 - 98	75 - 80
Media	85 - 95	50 - 75
Baja	60 - 85	25 - 50
Muy baja	< 60	< 30

Tabla 3.11. Clasificación según el índice de durabilidad.

V. Resistencia a compresión simple

Es el máximo esfuerzo que soporta la roca sometida a compresión uniaxial. Este valor aporta información sobre las propiedades ingenieriles de las rocas. Según la resistencia obtenida se puede dar una clasificación del tipo de roca que se trata, teniendo rangos de valores de resistencia para cada tipo de roca.

También se puede estimar de forma aproximada a partir de índices obtenidos en sencillos ensayos de campo, como el ensayo de carga puntual, PLT, o el martillo Schmidl.

En el ensayo de carga puntual se somete un espécimen de roca a una carga creciente aplicada mediante dos puntas cónicas, donde la carga es proporcionada mediante un gato hidráulico.

El número de especímenes necesarios depende de su forma, para núcleos se requiere probar al menos 10 ejemplares, en el caso de especímenes de forma irregular serán al menos 15 muestras. Las dimensiones exteriores de estos especímenes no deben ser menores de 30 mm ni mayores de 85 mm.

Las dimensiones de los fragmentos deben cumplir con las prescripciones que se indican en la norma ASTM D 5731-05. Para muestras irregulares es de “ $0.3W < D < W$ ” y una distancia $L > 0.5W$ (L es la distancia del extremo de la roca a las puntas cónicas), lo anterior se muestra en la Figura 3.12.

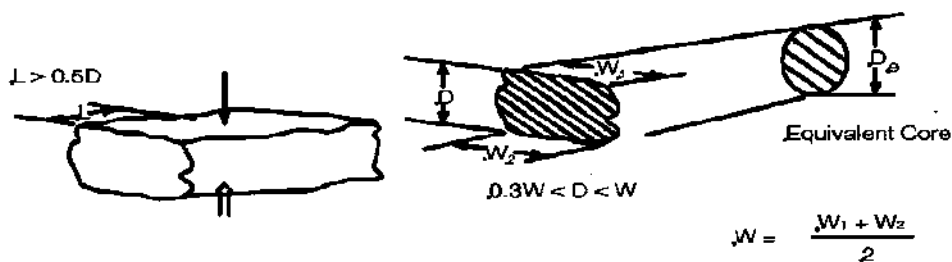


Figura 3.12. Determinación de las dimensiones para especímenes irregulares.

El cálculo del índice de resistencia se realiza con la Fórmula 3.24:

$$I_s = \frac{P}{De^2} \quad (3.24)$$

dónde:

P= Carga de falla en Newtons.

De = Diámetro del núcleo (mm²).

De²= 4 A / π, para muestras irregulares (mm²).

A= WD = superficie mínima de la sección transversal de un plano que pasa por los puntos de contacto de los conos.

Una vez obtenido el índice de resistencia se realiza una corrección en el caso de muestras irregulares, para aproximar el índice de carga puntual, I_s , a un $I_{s(50)}$ (establecido por la norma), que corresponde a un núcleo diametral de 50 mm., para lo cual se calcula el Factor de corrección por tamaño con la Fórmula 3.25:

$$I_{s(50)} = F * I_s \quad (3.25)$$

Donde el factor de corrección por tamaño F, se obtiene mediante la Fórmula 3.26:

$$F = \left(\frac{De}{50}\right)^{0.45} \quad (3.26)$$

En el caso de muestras con un tamaño de 50 mm e irregulares, se obtiene con la Fórmula 3.27:

$$F = \left(\frac{De}{50}\right)^{0.5} \quad (3.27)$$

De los valores calculados se suprimen los dos valores más altos y los dos más bajos, y se hace un promedio a partir de los valores restantes para calcular así el valor medio.

El cálculo de la resistencia a compresión simple, se realiza mediante la Fórmula 3.28:

$$\delta_{uc} = C * I_{s(50)} \quad (3.28)$$

dónde:

δ_{uc} = Esfuerzo de compresión uniaxial

C= Factor que depende de la correlación entre δ_{uc} e $I_{s(50)}$, se muestra en la Tabla 3.12.

$I_{s(50)}$ = índice de carga puntual corregido.

Tamaño o abertura del espécimen (mm)	Valor de "C"
20	17.5
30	19
40	21
50	23
54	24
60	24.5

Tabla 3.12. Valor del Coeficiente "C".

El procedimiento descrito anteriormente se tomó de la norma ASTM D 5731-05.

VI. Peso volumétrico de campo por el método de la parafina

Se debe obtener mínimo 3 muestras sensiblemente regulares, que tengan un volumen de aproximadamente 100 cm³, esto para que se puedan introducir con facilidad en un recipiente de 500 cm³ con agua hasta $\frac{3}{4}$ partes de su capacidad.

Se sujeta el espécimen labrado con un hilo, dejando libre uno de los extremos del hilo para asirlo, y se coloca el espécimen con el hilo sobre la balanza, se determina su masa y se registra como W_m , en g.

Se toma el espécimen por el extremo libre del hilo y se sumerge brevemente en el vaso con la parafina fluidificada cuantas veces sea necesario para que la parafina forme una capa delgada uniforme que cubra totalmente el espécimen.

El espécimen cubierto con parafina se coloca sobre la balanza y nuevamente se determina su masa, registrándola como W_{mp} , en g.

Sobre el soporte giratorio de la balanza se coloca centrado el vaso de precipitado que contiene agua limpia a una temperatura comprendida entre 15 y 25 °C. Se nivela y ajusta a cero la balanza. Mediante el hilo se suspende el espécimen en la balanza de tal forma que cuelgue libremente y sin tocar el fondo ni las paredes del vaso.

Se determina la masa sumergida en el agua del espécimen cubierto con parafina y se registra como W'_{mp} , en g. Se saca el espécimen del agua, se descuelga de la balanza y se elimina totalmente la parafina que lo cubre, utilizando un cuchillo, enseguida se determina el contenido de agua del espécimen, el cual se registra como ω .

Los cálculos se realizan con las fórmulas 3.29, 3.30, 3.31, 3.32 y 3.33.

$$V_p = \frac{W_{mp} - W_m}{\gamma_p} \quad 3.29$$

$$V_{mp} = \frac{W_{mp} - W'_{mp}}{\gamma_o} \quad 3.31$$

$$V_m = V_{mp} - V_p \quad 3.30 \quad \gamma_m = \frac{W_m}{V_m} \times 1000 \quad 3.32$$

$$\gamma_{dn} = \frac{\gamma_m}{100 + \omega} \times 100 \quad 3.33$$

donde

V_p = Volumen de la parafina que cubre el espécimen (cm^3).

V_{mp} = Volumen del espécimen con parafina (cm^3).

V_m = Volumen del espécimen (cm^3).

W_{mp} = Masa del espécimen cubierto con parafina (g).

W'_{mp} = Masa sumergida del espécimen cubierto con parafina (g).

W_m = Masa del espécimen sin parafina (g).

γ_p = Masa volumétrica de la parafina o de la mezcla de parafina y petrolato (g/cm^3), considerada como $0.97 \text{ g}/\text{cm}^3$.

γ_o = Masa volumétrica del agua (g/cm^3), considerada como $1 \text{ g}/\text{cm}^3$.

γ_m = Masa volumétrica del material húmedo en estado natural en el espécimen (kg/m^3).

γ_{dn} = Masa volumétrica seca del material en estado natural en el espécimen (kg/m^3).

ω = Contenido de agua del espécimen (%).

(M-MMP-1-08-03).

VII. Densidad relativa

La densidad relativa del material saturado y superficialmente seco S_{sat} , es un número abstracto que representa la relación entre la masa volumétrica del material saturado a la temperatura del lugar γ_{sat} , y la masa volumétrica del agua destilada a 4°C γ_o , ambas a la presión barométrica del lugar, se calcula con la fórmula 3.34 (M-MMP-1-05-03).

$$S_{sat} = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_o} = \frac{W_s + W_w}{(V_m)\gamma_o} \quad (3.34)$$

donde

S_{sat} = Densidad relativa del material saturado y superficialmente seco, (adimensional).

γ_{sat} = Masa volumétrica del material saturado y superficialmente seco (kg/m^3).

γ_o = Masa volumétrica del agua destilada a 4°C (kg/m^3).

W_s = Masa de sólidos (kg).

W_w = Masa del agua en condiciones de saturación, es decir, del agua que ocupa todos los vacíos (kg).

V_m = Volumen total del material (m^3).

VIII. Tilt test

Este ensayo permite estimar el ángulo de rozamiento de discontinuidades o el ángulo de rozamiento básico de discontinuidades lisas.

Para el primer caso (ángulo de rozamiento en discontinuidades) se precisa un bloque de roca que contenga un plano de discontinuidad sin cohesión. El bloque se coloca sobre una superficie de apoyo y a continuación, se inclina el plano de apoyo hasta que se comience a deslizar un fragmento sobre el otro. En el momento en que se inicia el desplazamiento se mide el ángulo del plano de apoyo con respecto a la horizontal α (Fig. 3.16). Este procedimiento debe repetirse con varias muestras de discontinuidades del macizo rocoso. El valor de α es función de la relación entre el esfuerzo de corte y el esfuerzo normal que actúa sobre la discontinuidad, Fórmula 3.35:

$$\alpha = \arctg\left(\frac{\tau}{\sigma_n}\right) = \phi \quad (3.35)$$

El ensayo también puede realizarse en campo o laboratorio, disponiendo de tres testigos cilíndricos de roca. El método consiste en poner dos testigos paralelos y juntos sobre una superficie de apoyo horizontal, colocando el tercero sobre ellos y apoyado en ambos. La base del equipo se inclina progresivamente hasta que el testigo superior desliza sobre los dos inferiores, obteniéndose así el ángulo α (Fig. 3.13). En este caso, α define el ángulo de rozamiento básico ϕ_b , del material, que corresponde a la resistencia de discontinuidades planas y lisas sin meteorizar (González de Vallejo et al., 2002).

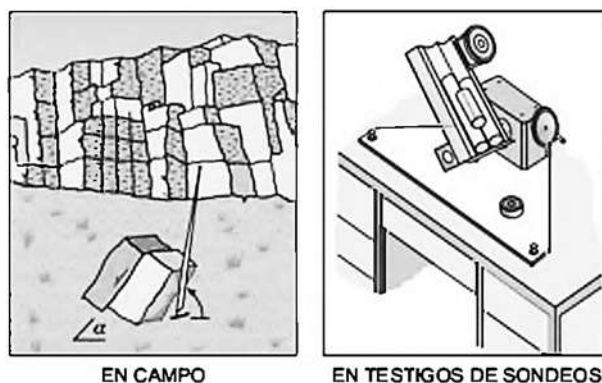


Figura 3.13. Ensayo de tilt test.

3.5 CLASIFICACIONES GEOMECAÑICAS

Los macizos rocosos presentan un comportamiento geomecánico complejo que puede ser estudiado y categorizado en función de su aptitud para distintas aplicaciones. Se puede realizar una clasificación geomecánica mediante la observación directa de las características de los macizos rocosos y la realización de sencillos ensayos.

3.5.1 Clasificación RMR (Bieniaswki)

Es un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite a su vez relacionar índices de calidad con parámetros geotécnicos del macizo y de excavación y sostenimiento en túneles. Esta clasificación toma en cuenta los siguientes parámetros geomecánicos:

- Resistencia uniaxial de la matriz rocosa.
- Grado de fracturación en términos del RQD.
- Espaciado de las discontinuidades.
- Condiciones de las discontinuidades.
- Condiciones hidrogeológicas.
- Corrección por orientación de las discontinuidades con respecto a la excavación.

La incidencia de estos parámetros en el comportamiento geomecánico de un macizo se expresa por medio del índice de calidad Rock Mass Rating (RMR) que varía de 0 a 100.

Para aplicar la clasificación RMR se divide el macizo rocoso en zonas o tramos que presenten características geológicas más o menos uniformes de acuerdo con las observaciones hechas en campo, en las que se lleva a cabo la toma de datos y medidas referentes a las propiedades y características de la matriz rocosa y de las discontinuidades. Para calcular el índice RMR correspondiente a cada una de las zonas se sigue el procedimiento señalado en la Tabla 3.13.

Una vez obtenidas las puntuaciones que resultan de aplicar los cinco parámetros de clasificación, se efectúa la corrección por orientación de discontinuidades.

Se obtiene un valor numérico con el que se clasifica finalmente el macizo rocoso. Esta clasificación distingue cinco clases, cuyo significado geotécnico se expresa en la Tabla 3.14; a cada clase de macizo se le asigna una calidad y unas características geotécnicas (Bieniawski, 1989).

PARAMETROS		RANGO DE VALORES						
Resistencia de la Roca inalterada	Resistencia Point Load (MPa)	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	Para estos valores bajos es preferible la prueba de comprensión Simple		
	Resistencia a comprensión Simple (MPa)	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 Mpa	25 - 50 Mpa	5 - 25 Mpa	1 - 5 Mpa	< 1 Mpa
Coeficiente		15	12	7	4	2	1	0
Índice de Calidad de la Roca RQD (%)		90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25		
Coeficiente		20	17	13	8	3		
Espaciamiento de las discontinuidades		> 3 m	1 - 3 m	0.3 - 1 m	0.05 - 0.3	< 0.05		
Coeficiente		20	15	10	8	5		
Condiciones de las discontinuidades	Longitud de la disc.	< 1m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20m		
	Coeficiente	6	4	2	1	0		
	Abertura	Nada	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5mm		
	Coeficiente	6	5	3	1	0		
	Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Lig. Rugosa	Ondulada	Suave		
	Coeficiente	6	5	3	1	0		
	Relleno	Ninguno	Duro < 5mm	Duro > 5mm	Blando < 5mm	Blando > 5mm		
	Coeficiente	6	4	2	2	0		
	Alteración	Inalterada	Lig. Alterada	Mod. Alterada	Muy alterada	Descompuesta		
Coeficiente	6	5	3	1	0			
Agua en la Roca	Flujo por cada 10 en longitud del talud (1/min.)	Ninguna	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
	Presión del agua en las fisuras	0	0.0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
	Condición general	Seco	Lig. Húmedo	Húmedo	Goteando	Chorreando		
Coeficiente		15	10	7	4	0		

CORRECCIÓN POR LA ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES

Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

CLASIFICACIÓN

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
Puntuación	100-81	80-61	60-41	40-21	<20

CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

Clase	I	II	III	IV	V
Tiempo de mantenimiento y longitud	10 años con 15 m de vano	6 meses con 8 m de vano	1 semana con 5 m de vano	10 horas con 2,5 m de vano	30 minutos con 1 m de vano
Cohesión	> 4 Kp/cm ²	3-4 Kp/cm ²	2-3 Kp/cm ²	1-2 Kp/cm ²	< 1 Kp/cm ²
Ángulo de rozamiento	> 45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	< 15°

Tabla 3.13. Clasificación geomecánica RMR.

Clase	Calidad	Valoración RMR	Cohesión	Ángulo de rozamiento
I	Muy Buena	100-81	> 4 kg/cm ²	> 45°
II	Buena	80-61	3-4 kg/cm ²	35°-45°
III	Media	60-41	2-3 kg/cm ²	25°-35°
IV	Mala	40-21	1-2 kg/cm ²	15°-25°
V	Muy mala	<20	< 1 kg/cm ²	< 15°

Tabla 3.14. Calidad de macizos rocosos en relación al índice RMR.

3.5.2 Método de Romana para taludes (SMR)

La aplicación de las clasificaciones geomecánicas a los taludes permite evaluar empíricamente la estabilidad de una excavación. A partir de la clasificación RMR de Bieniawski, Romana (1997) ha propuesto la clasificación SMR aplicada a taludes. Cualquier clasificación debe considerar, que la rotura de un talud rocoso puede ocurrir de acuerdo a la estructura y litología de la roca. En la mayoría de los casos la rotura de la masa rocosa está gobernada por las discontinuidades y se producen según superficies formadas por una o varias superficies de discontinuidad.

El coeficiente para la clasificación de taludes se obtiene del Índice RMR sumando subfactores de ajuste, que están en función de la orientación de las juntas y sumando un factor de excavación que depende del método empleado, lo cual se muestra en la Fórmula 3.36.

$$SRM = RMR + (F1 * F2 * F3) + F4 \tag{3.36}$$

- **F1** Depende del paralelismo entre la dirección de las fisuras y del frente del talud. Varía de 1 (cuando ambos rumbos son paralelos) y 0.15 (cuando el ángulo entre ambos rumbos es mayor de 30° y la probabilidad de rotura es muy baja). Estos valores establecidos empíricamente se ajustan aproximadamente a la Fórmula 3.37:

$$F_1 = (1 - \text{sen}(\alpha_j - \alpha_s))^2 \tag{3.37}$$

dónde: **j** y **s** son los valores de dirección de la discontinuidad (**j**) y del talud (**s**).

- **F2** Depende del buzamiento de las discontinuidades en la rotura plana. Varía de 1 (para fracturas con buzamiento mayor de 45°), y 0.15 (para fracturas con buzamiento inferior a 20°). Para roturas de vuelco, el valor es de 1. Puede ajustarse aproximadamente según la Fórmula 3.38:

$$F_2 = \tan^2 \beta_j \quad (3.38)$$

dónde: β_j es el buzamiento de la discontinuidad.

- **F3** Refleja la relación entre los buzamientos de la discontinuidad y el talud. Se han mantenido los valores propuestos por Bieniawski, que son siempre negativos.
- **F4** Es el factor de ajuste según el método de excavación y ha sido establecido empíricamente, como:

Los taludes naturales son más estables a causa de los procesos previos de erosión sufridos por el talud, y de los mecanismos internos de protección que muchos de ellos poseen (vegetación, desecación superficial, drenaje torrencial, etc.). En este tipo de taludes se tiene un factor $F_4 = +15$.

Los de precorte, aumentan la estabilidad de los taludes en media clase. Teniéndose un factor $F_4 = +10$.

Las técnicas de voladura suave (recorte) bien ejecutadas, también aumentan la estabilidad de los taludes. Teniéndose un factor $F_4 = +8$.

Las voladuras normales aplicadas con métodos razonables no modifican la estabilidad. Teniéndose un factor $F_4 = 0$.

Las voladuras defectuosas son muy frecuentes y pueden dañar seriamente a la estabilidad. Teniéndose un factor $F_4 = -8$.

La excavación mecánica de los taludes por ripado solo es posible cuando el macizo rocoso está muy fracturado o la roca es blanda. Con frecuencia se combina con prevoladuras poco cuidadosas. Las caras del talud presentan dificultades de acabado. Por ello el método ni mejora ni empeora la estabilidad.

En la Tabla 3.15 se resume la clasificación SRM (Romana, 1985).

FACTOR DE AJUSTE PARA LAS JUNTAS (F₁, F₂ y F₃)

Caso		Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy Favorable
		P	$ \alpha_j - \alpha_s $	> 30°	30° - 20°	20° - 10°
C	$ \alpha_i - \alpha_s $					
T	$ \alpha_j - \alpha_s - 180^\circ $					
P/T	F₁	0.15	0.4	0.7	0.85	1.0
P	β_j	< 20°	20° - 30°	30° - 35°	35° - 45°	> 45°
C	β_i					
	F₂	0.15	0.4	0.7	0.85	1.0
T	F₂	1	1	1	1	1
P	$\beta_j - \beta_s$	> 10°	10° - 0°	0°	0° - (-10°)	< (-10°)
C	$\beta_i - \beta_s$					
T	$\beta_i + \beta_s$	< 110°	110° - 120°	> 120°	-----	-----
P/T	F₃	0	-6	-25	-50	-60

FACTOR DE AJUSTE SEGÚN EL MÉTODO DE EXCAVACIÓN (F₄)

Método	Talud Natural	Precorte	Voladura Suave	Voladura o excavación mecánica	Voladura Deficiente
	F₄	15	10	8	0

CLASES DE ESTABILIDAD SEGÚN EL SMR

Clase	V	IV	III	II	I
SRM	0 -20	21- 40	41 -60	61 -80	81 - 100
Descripción	Muy mala	Mala	Normal	Buena	Muy buena
Estabilidad	Totalmente inestable	Inestable	Parcialmente inestable	Estable	Totalmente estable
Roturas	Grandes roturas por planos continuos o por masa	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna
Tratamiento	Reexcavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno

β_s Buzamiento de talud
 β_j Buzamiento de las juntas
 β_i Buzamiento de la intersección de la cuña

P Rotura Plana
T Rotura por vuelco
C Rotura por cuña

α_s Dirección Buzamiento de talud
 α_j Dirección buzamiento de las juntas
 α_i Dirección buzamiento de la intersección de la cuña

Tabla 3.15. Clasificación SRM de Romana.

4 SOFTWARE

El análisis de estabilidad de taludes es un problema muy complejo que requiere de la identificación en campo de los diferentes mecanismos de rotura que presente el talud o la ladera, además se necesitan las características físicas y mecánicas de los materiales, una vez identificados se debe proseguir para su modelación, de donde se obtienen parámetros importantes que serán utilizados para la estabilización, prevención o mitigación del problema.

Es común encontrarse con limitantes en cuanto a la obtención de los parámetros del material, ya sea por la falta del equipo necesario o por la dificultad que representa llevar a cabo las pruebas considerando el comportamiento del material, otro aspecto aunado a esto es la complejidad de los métodos de equilibrio límite, que requieren cálculos extensos, más aun cuando se trata de métodos de iteración; una solución a estos problemas es la utilización de los software que existen en el mercado, ayudan tanto a la caracterización del material como a la aplicación de los diferentes métodos de equilibrio límite, tomando en cuenta las características de campo. Los software empleados en la presente investigación se describen a continuación.

4.1 ROCDATA

La falta de información sobre las propiedades del suelo y del macizo rocoso, es un obstáculo importante que a menudo se encuentra en la modelización numérica de estructuras geotécnicas y excavaciones. La elaboración de modelos de análisis numérico, se ve muy limitada, si no se pueden obtener, o estimar, parámetros geotécnicos fiables para alimentar al software.

RocData es una herramienta que ayuda a obtener algunos parámetros de la roca, información muy útil y necesaria, lo que facilita hacer un buen análisis, con el propósito de emplearlos posteriormente en diferentes funciones, estas son herramientas que facilitan el trabajo a ingenieros geotécnicos con la tarea de determinar propiedades de las rocas y suelo.

La tarea de determinar propiedades de las rocas y del suelo por lo general no es un fin en sí mismo. Se lleva a cabo con el objetivo de obtener las propiedades del material de entrada para su uso en modelos de equilibrio límite o análisis numérico de las estructuras geotécnicas. Las propiedades de los materiales determinados a partir RocData se pueden utilizar como entrada para programas de análisis, tales como: RS3, Phase 2, Slide.

RocData está diseñado para ayudar a los ingenieros, especialmente en las etapas preliminares de diseño. Proporciona implementaciones sencillas e intuitivas de los modelos. Algunos autores como, Hoek-Brown, Barton-Bandis, han contribuido a enriquecer este tipo de herramientas como la curva de potencia, los criterios de rotura de Mohr-Coulomb, etc. El programa permite a los

usuarios visualizar fácilmente los efectos de los cambios en los parámetros de entrada sobre la envolvente de falla de suelo y roca.

Además, RocData presenta apoyos como tablas de valores de parámetros de resistencia (σ_{ci} , GSI, m_i , D, MR) típica para los distintos tipos de suelo y roca, recopilados de fuentes creíbles. Esto permite obtener fácilmente estimaciones fiables de las propiedades de resistencia de una amplia variedad de rocas y suelos (Rocscience, 2014).

De esta forma partiendo de parámetros del criterio de Hoek- Brown se determinaron los parámetros de resistencia de la andesita y brecha volcánica, de acuerdo al criterio de rotura de Mohr-Coulomb (c y ϕ), mismo que se utiliza para la modelación del fenómeno.

El procedimiento para usar el programa es el siguiente:

1. Se determinan los parámetros de entrada en el criterio de Hoek- Brown, mediante tablas y ábacos, en el costado derecho de cada parámetro se puede ingresar para asignarle un valor, los datos solicitados son los siguientes (como se ilustra en la Figura 4.1):
 - σ_{ci} (resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta, Figura 4.2).
 - m_i (parámetro de la roca intacta, Figura 4.3).
 - GSI (índice de resistencia geológica, Figura 4.4).
 - D (factor de perturbación de la roca, Figura 4.5).



Figura 4.1. Parámetros de entrada en el criterio de Hoek- Brown.

Field Estimate of Strength	Examples	Strength (MPa)
Specimen can only be chipped with a geological hammer.	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite.	>250
Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it.	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, limestone, marble, rhyolite, tuff.	100-250
Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it.	Limestone, marble, phyllite, sandstone, schist, shale.	50-100
Cannot be scraped or peeled with a pocket knife; specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer.	Claystone, coal, concrete, schist, shale, siltstone.	25-50
Can be peeled with a pocket knife with difficulty; shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer.	Chalk, rock-salt, potash.	5-25
Crumbles under firm blows with point of a geological hammer; can be peeled by a pocket knife.	Highly weathered or altered rock.	1-5
Indented by thumbnail.	Soft fault gouge.	0.25-1

Figura 4.2. Diálogos para la estimación de σ_{ci} .

Rock Type: General	SURFACE CONDITIONS				
	VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
GSI Selector: 45	OK				
STRUCTURE	DECREASING SURFACE QUALITY				
INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	60	50			
BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	40	30			
DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces			20		
LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A		10	

Figura 4.3. Diagrama de clasificación GSI.

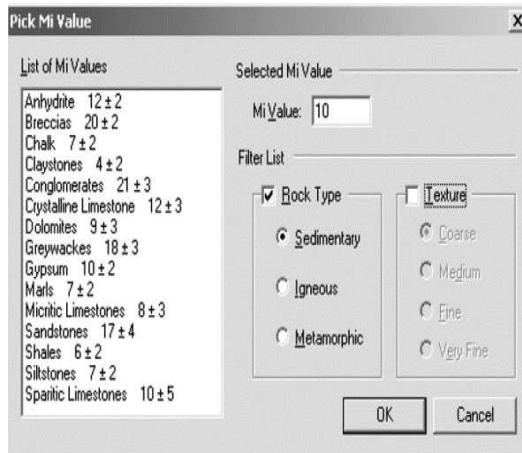


Figura 4.4. Diálogos para la estimación de m_i .



Figura 4.5. Diálogos para la estimación de D.

- Posteriormente se selecciona la aplicación de taludes en la pestaña correspondiente al rango de envolvente de falla; se introduce el dato del peso volumétrico del material y la altura del talud como se ilustra en la Figura 4.6. Los resultados se muestran en la barra lateral como se aprecia en la Figura 4.7.



Figura 4.6. Aplicación, peso unitario del material, altura del talud.

Hoek Brown Criterion	
mb	0.429
s	2.2e-005
a	0.529
Mohr Coulomb Fit	
cohesion	0.218 MPa
friction angle	50.503 deg

Figura 4.7. Parámetros resistentes por criterio de Mohr-Coulomb y Hoek-Brown.

4.2 DIPS

El análisis de la estabilidad de un talud en un macizo rocoso fracturado, es parte de dos procesos que se deben seguir. El primero permite analizar la fábrica estructural del corte por estudiar, determinando si la orientación de las discontinuidades podrían resultar en inestabilidad del talud bajo consideración, a lo cual conocemos como orientación desfavorable de éste con respecto a las

discontinuidades. Esta determinación es realizada por medio del análisis estereográfico de la fábrica estructural que se denomina análisis cinemático, lo que puede ser representado a través de la rotura del talud. El segundo paso requiere un análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite para comparar las fuerzas resistentes a la rotura contra las fuerzas actuantes de la rotura del talud. El rango entre estos dos sistemas de fuerzas se denomina como factor de seguridad FS (Piteau y Peckover, 1978).

Desde el punto de vista de análisis, la característica más importante de una discontinuidad es su orientación (dirección y buzamiento). La interpretación de los datos geológicos estructurales requieren del uso de proyecciones estereográficas que permiten la representación en dos dimensiones, de datos en tres dimensiones. En este caso los planos son representados por líneas y las líneas son representadas por puntos, considerando solamente las relaciones angulares entre líneas y planos.

El concepto fundamental de la proyección estereográfica es una esfera que tiene una orientación fija de su eje relativo al norte y su plano ecuatorial, relativo al horizontal. La localización de los puntos corresponde a una línea y la intersección de dos planos se define como una línea. Las proyecciones estereográficas se pueden presentar como puntos con sus respectivos símbolos o por medio de contornos de áreas.

El software Dips está diseñado para el análisis interactivo basado en datos geológicos de orientación, permite analizar y visualizar datos estructurales siguiendo las mismas técnicas utilizadas en estereoscopios manuales.

Además se diseñó para conocer las características relacionadas con el análisis de ingeniería de estructuras de roca, sin embargo, el formato libre del archivo de datos Dips permite analizar datos basados en la orientación (Rocscience, 2014).

Dicho software incluye un conjunto de herramientas de análisis cinemático para fallas planar, de cuña y vuelco, entre otras. El procedimiento para realizar el análisis es el siguiente:

1. Se introducen los datos de orientación de las discontinuidades (Dirección y Buzamiento), al seleccionar la pestaña “New” en Dips, como se muestra en la Figura 4.8.

ID	Dip	Dip Direction
1		
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		

Figura 4.8. Orientación de las discontinuidades.

2. Se crea un nuevo plano, el cual representará los datos de orientación del talud, para lo cual se selecciona “Add a plane”, lo cual se ilustra en la Figura 4.9.

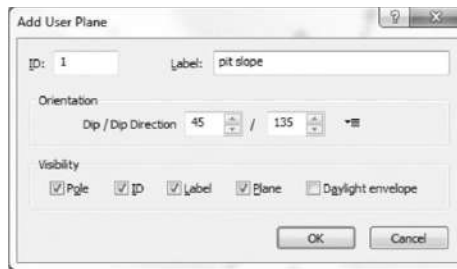


Figura 4.9. Adicionar plano del talud.

- Se selecciona la representación de contornos de concentración de polos en la opción “Contours” y se crean las agrupaciones con la opción “Sets”, esto para obtener de cada agrupación sus datos promedio de orientación y poder realizar el análisis correspondiente. Esto se ilustra en la Figura 4.10.

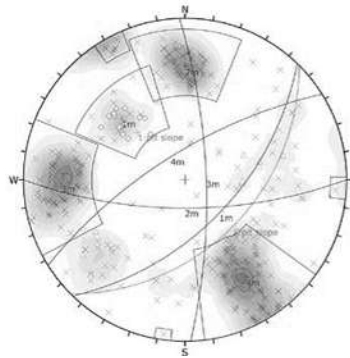


Figura 4.10. Agrupaciones en contornos de concentración de polos.

- Se introduce el mecanismo de falla a analizar, la orientación del talud y su ángulo de fricción, como se ilustra en la Figura 4.11.

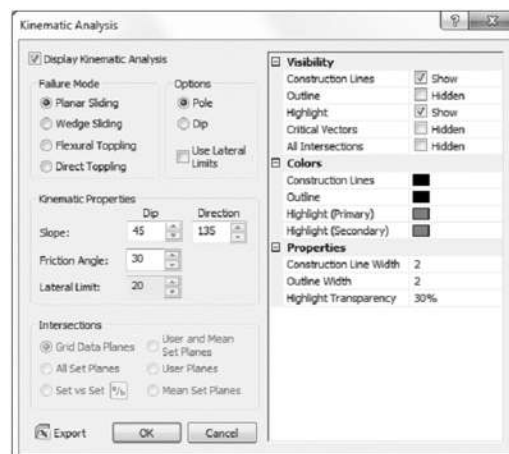


Figura 4.11. Análisis cinemático.

De esta forma se obtienen los mecanismos por falla planar, de cuña y vuelco, como se ilustra en la Figura 4.12, donde se observa que para la falla planar, las discontinuidades propensas a fallar son los polos encontrados dentro de la zona remarcada con rojo, siendo el mismo caso para la falla por vuelco; en el caso de la falla por cuña las discontinuidades propensas a fallar son las que tienen su intersección dentro de la zona remarcada con gris.

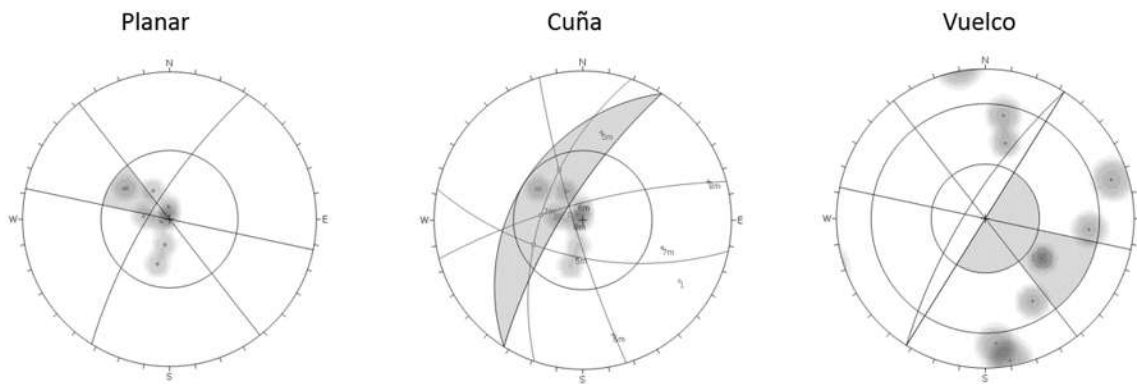


Figura 4.12. Ejemplos de análisis cinemáticos.

El análisis se lleva a cabo basándose en las teorías de Hoek y Bray (1980); y la teoría de Goodman (1976), las cuales se describieron en el subcapítulo 2.11.3.

4.3 ROCPLANE

RocPlane es una herramienta interactiva para la realización de análisis de la estabilidad de taludes de roca con movimiento planar. Este software hace que sea fácil crear rápidamente modelos planos, visualizarlos tanto en 2D y 3D, y evaluar los resultados del análisis. RocPlane contiene muchas características útiles que permiten a los usuarios crear, modificar y ejecutar modelos rápidamente. También incluye funcionalidades para analizar fácilmente los resultados, generando cifras y gráficos, y la producción de resúmenes convenientes de modelos y resultados (Rocscience, 2014).

El procedimiento para realizar el análisis planar es el siguiente:

1. Se introducen los datos de la geometría, datos del talud, grietas de tensión en caso de existir, del plano de falla y la cara superior del talud. Lo cual se muestra en la Figura 4.13.

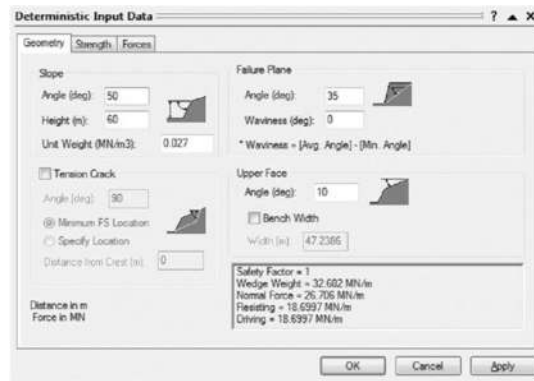


Figura 4.13. Datos de la geometría en falla planar.

- Se colocan los parámetros de resistencia a compresión simple del material (cohesión y ángulo de fricción), como se ilustra en la Figura 4.14.

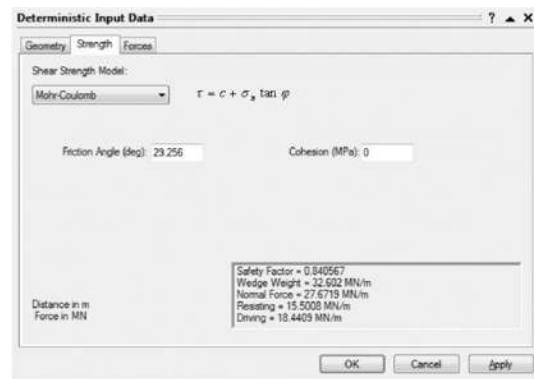


Figura 4.14. Datos de los parámetros de resistencia mecánica del material.

- En caso de existir fuerzas externas se deben introducir (sismos, presión de agua, fuerzas externas), lo que se muestra en la Figura 4.15.

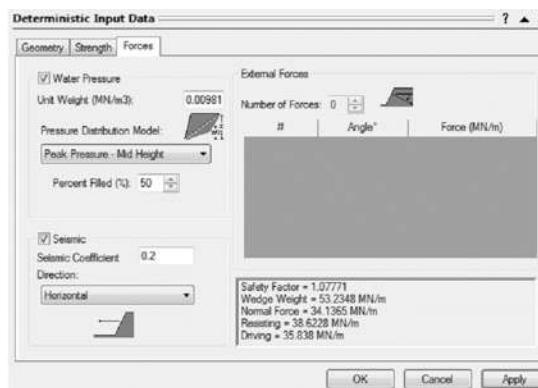


Figura 4.15. Fuerzas externas en la falla planar.

- Al concluir de introducir los datos, el software RocPlane calculará el factor de seguridad (FS) y lo mostrará en un gráfico, como se ilustra en la Figura 4.16.

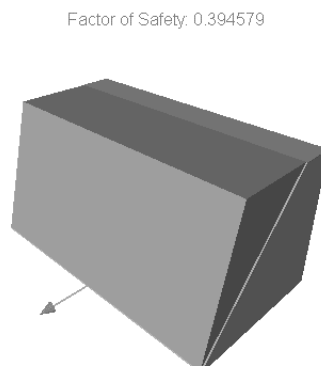


Figura 4.16. Factor de seguridad en la falla planar.

El análisis se lleva a cabo basándose en la teoría de Hoek y Bray (1980), la cual se describió en el subcapítulo 2.11.3.

4.4 ROCTOPPLE

RocTopple es una herramienta interactiva para la realización de análisis de vuelco y diseño de soportes de taludes en roca. El análisis se basa en el método de equilibrio límite de vuelco de bloques de Goodman (1976). Este análisis de vuelco en RocTopple se basa en un tipo concreto de falla idealizada, que consiste en bloques rectangulares equidistantes sobre una base escalonada. La mayoría de los taludes reales no se ajustan exactamente a los parámetros de entrada disponibles en RocTopple. Por lo que se deja al ingeniero la decisión sobre la aplicabilidad del análisis con RocTopple a un talud dado (Rocscience, 2014).

El procedimiento para realizar el análisis por vuelco es el siguiente:

- Se introducen los datos de la geometría del talud, del plano de falla, la cara superior del talud y espaciamiento y buzamiento de los bloques. Lo cual se muestra en la Figura 4.17.

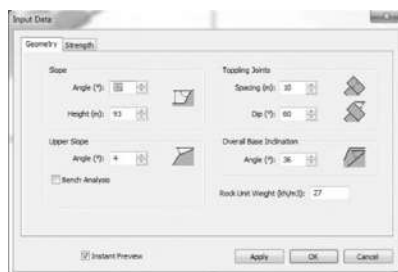


Figura 4.17. Datos de la geometría en falla por vuelco.

2. Se colocan los parámetros de resistencia mecánica del material (cohesión y ángulo de fricción), en el plano de falla y las juntas de los bloques, como se ilustra en la Figura 4.18.

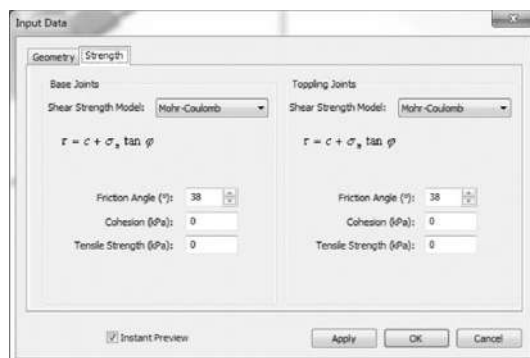


Figura 4.18. Datos de los parámetros de resistencia mecánica del material.

3. En caso de existir fuerzas externas se deben introducir (el sismo, presión de agua, soportes), como se muestra en la Figura 4.19.

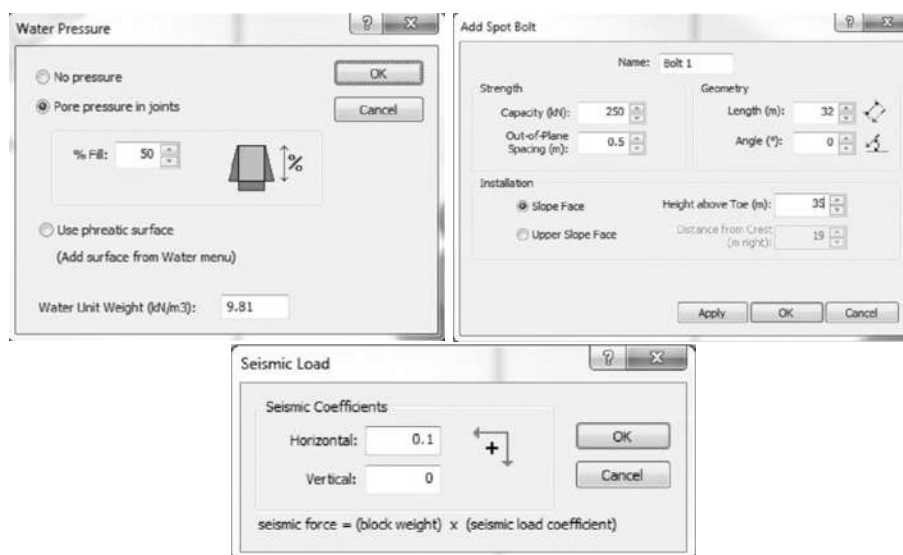


Figura 4.19. Fuerzas externas en la falla por vuelco.

4. Al concluir de introducir los anteriores datos, el software RocToppo calculará el FS y lo mostrará en un gráfico, como se ilustra en la Figura 4.20.

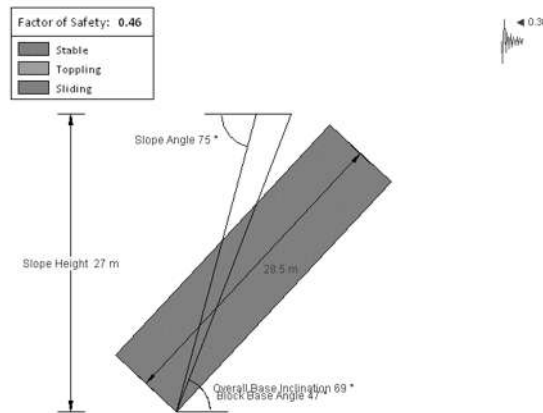


Figura 4.20. Factor de seguridad en la falla por vuelco.

El análisis se lleva a cabo basándose en la teoría de Goodman (1985), la cual se describió en el capítulo 2.11.3.

4.5 SWEDGE

Swedge es una herramienta de análisis rápido, interactivo y simple, evalúa la geometría y la estabilidad de superficies de cuñas en taludes rocosos. Las cuñas se definen por dos planos de discontinuidad, la superficie del talud y una grieta de tensión opcional. Este software ofrece un entorno gráfico integrado para una entrada de datos rápido y fácil, y una visualización del modelo en 3D.

Pernos de roca, hormigón proyectado o presión de apoyo se pueden aplicar para aumentar su FS de la cuña. Se pueden modelar fácilmente fuerzas desestabilizantes, como la presión del agua, cargas sísmicas o fuerzas externas. Las opciones de la resistencia al corte en las juntas incluyen modelos de Mohr-Coulomb, Barton-Bandis o Power Curve (Rocscience, 2014).

El procedimiento para realizar el análisis por vuelco es el siguiente:

1. Se introducen los datos de la geometría, datos del talud, la cara superior del talud y la grieta de tensión en caso de existir; además del peso unitario del material. Lo cual se muestra en la Figura 4.21.

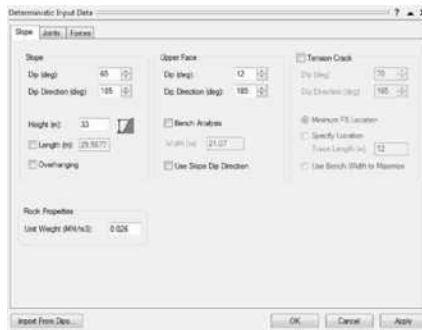


Figura 4.21. Datos de la geometría y peso unitario en falla por cuña.

2. Se colocan los datos de las juntas que conforman la falla (dirección y buzamiento, ondulación y parámetros de resistencia mecánica del material), lo que se ilustra en la Figura 4.22.

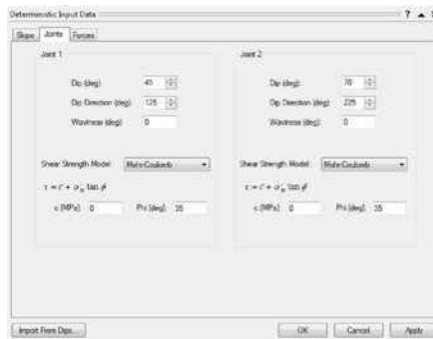


Figura 4.22. Datos de las juntas que conforman la falla de cuña.

3. En caso de existir fuerzas externas se deben introducir (el sismo, presión de agua, soportes), se muestra en la Figura 4.23.

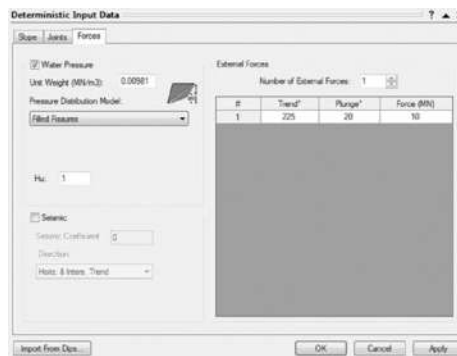


Figura 4.23. Fuerzas externas en la falla por vuelco.

4. Al concluir de introducir los datos, el software Swedge calculará el FS y lo mostrará en un gráfico, como se ilustra en la Figura 4.24.

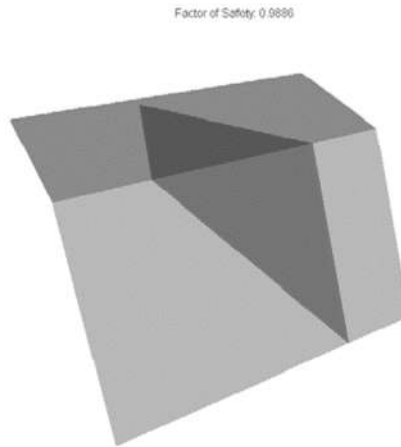


Figura 4.24. Factor de seguridad en la falla de cuña.

El análisis se lleva a cabo basándose en la teoría de Goodman (1985), la cual se describió en el subcapítulo 2.11.3.

4.6 SLIDE

Slide es un software de análisis de estabilidad de taludes, enriquecido con elementos finitos para filtración de aguas subterráneas, descenso rápido del agua, análisis de sensibilidad y probabilístico y diseño de soportes. Se pueden analizar todos los tipos de taludes de suelo y roca, terraplenes, presas de tierra y muros de contención.

Dicho software tiene capacidades de análisis probabilístico, puede asignar distribuciones estadísticas a casi cualquier parámetro de entrada, incluyendo las propiedades del material, propiedades de los soportes, cargas y ubicación de la superficie de agua. El análisis de sensibilidad permite determinar el efecto de las variables individuales en el FS del talud.

Slide ofrece 17 modelos diferentes de resistencia del material en roca y suelo, incluyendo Mohr-Coulomb, anisotrópico y generalizado de Hoek-Brown. Los tipos de soporte incluyen micropilotes, extremo anclado, geotextil, entre otros. El retro análisis permite determinar la fuerza de apoyo que se requiere para un FS dado. Algoritmos de búsqueda avanzados simplifican la tarea de encontrar la superficie de deslizamiento crítico con el FS más bajo (Rocscience, 2014).

El procedimiento para realizar el análisis de estabilidad de taludes es el siguiente:

1. Se introducen los datos de la geometría del talud y los límites de los materiales.
2. Se introduce el tipo de superficie de falla a calcular. Este puede ser circular o no circular, y para cada tipo hay diferentes sub clasificaciones. Como se ilustra en la Figura 4.25.



Figura 4.25. Opciones de superficie de falla.

3. Se colocan las propiedades de los materiales del talud como se ilustra en la Figura 4.26. Y se asignan a los diferentes materiales.

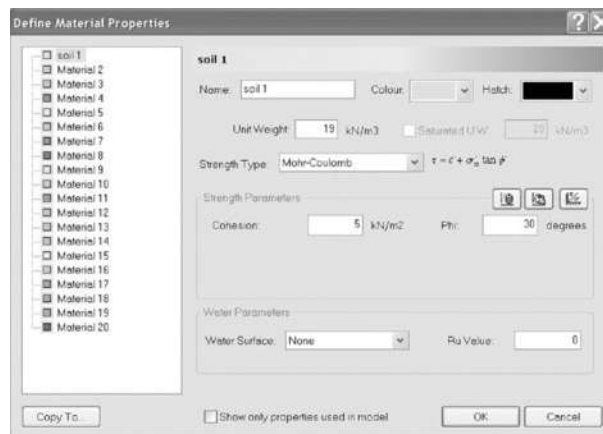


Figura 4.26. Propiedades de los materiales

4. Se genera la malla de elementos finitos, para lo cual en la configuración inicial se debe seleccionar el análisis de flujo transitorio; una vez realizado esto se introducen las propiedades hidráulicas de los diferentes materiales a utilizar y las condiciones de los límites para el cálculo del flujo de agua, lo anterior se muestra en la Figura 4.27.

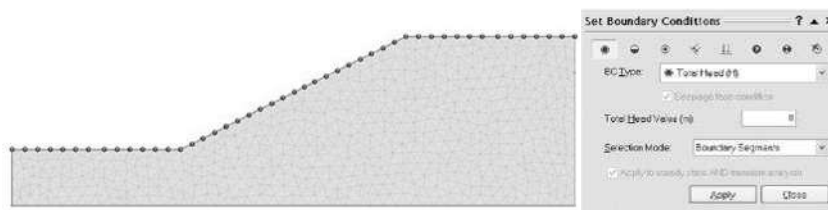


Figura 4.27. Modelación del flujo de agua en SLIDE.

5. En caso de necesitar modelar la carga sísmica, esta se introduce, deberá corresponder a la zona de estudio, para lo cual se puede tomar de loading y seismic loading.
6. Por último, se selecciona el método de cálculo del FS, pudiéndose elegir varios de ellos, lo cual se ilustra en la Figura 4.28.

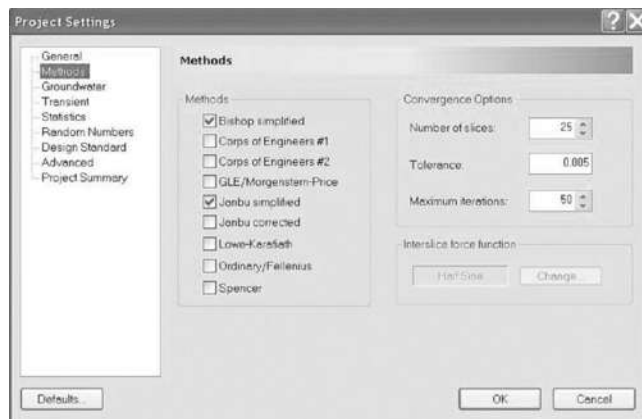


Figura 4.28. Métodos de cálculo del factor de seguridad.

7. Finalizado lo anterior, se calcula el modelo, con lo cual obtenemos el FS para las condiciones dadas, lo que se presenta en la Figura 4.29.

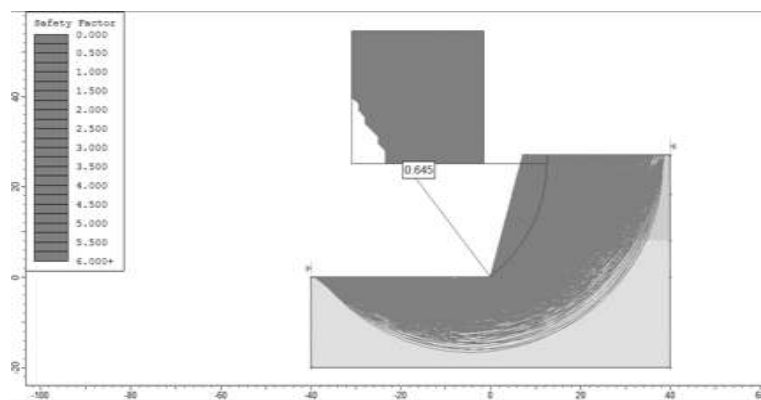


Figura 4.29. Cálculo del factor de seguridad.

4.7 GEOSTUDIO

GeoStudio es una suite de productos para la modelación geotécnica y geoambiental, lo suficientemente amplia como para manejar todas las necesidades de modelado. Para analizar suelos no saturados se requiere conocer la curva característica de Succión en el Suelo (SWCC), y de esta forma determinar el flujo de agua en el suelo.

La curva característica de succión en un suelo, se puede determinar en laboratorio o se puede correlacionar a partir de otras propiedades del suelo, como la granulometría o la plasticidad (Fredlund et al., 2002).

La curva característica de succión del suelo en trayectoria de secado fue caracterizada por White et al., (1970). En la SWCC en términos del grado de saturación existen tres zonas claramente identificables, como se muestra en la Figura 4.30, una zona de efecto de borde, una zona de transición y una zona de saturación residual. Existen dos puntos característicos que marcan el límite entre cada etapa, el valor de entrada de aire y el grado de saturación residual.

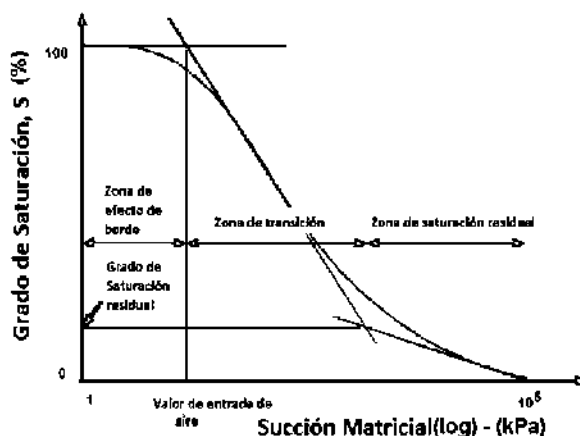


Figura 4.30. Curva característica de succión en el suelo (SWCC).

En la zona de efecto de borde, la gráfica es inicialmente horizontal, es decir, el suelo permanece saturado. El valor de entrada del aire, es la succión requerida para que el aire entre a los poros más grandes del suelo y se inicia la desaturación o pérdida de la saturación. En este punto se inicia la zona de transición, en la cual existe una interfase aire-agua, pero el agua se encuentra de manera continua. Finalmente, al seguir disminuyendo el contenido de agua dentro de los poros, se llega al grado de saturación residual, donde se inicia la zona de saturación residual. El grado de saturación residual corresponde al contenido de agua para el cual, la fase líquida deja de ser continua y los poros se encuentran ocupados principalmente por aire (Meza, 2012).

La curva característica de succión del suelo se estimó a partir de propiedades del suelo (granulometría y plasticidad), utilizando el software SEEP/W de la familia Geoestudio, obteniendo los valores de succión del suelo para cada contenido volumétrico de agua, el software resuelve la Fórmula 4.1 propuesta por Fredlund & Xing (1994), la cual está en términos del contenido volumétrico de agua.

$$\theta = C(\Psi) \left\{ \frac{\theta_s}{\ln \left[e + \left(\frac{\Psi}{a} \right)^n \right]} \right\}^m \tag{4.1}$$

donde:

θ = Contenido volumétrico de agua a cualquier valor de succión.

Ψ = Succión en el suelo en kPa.

$C(\Psi)$ = Función de corrección.

θ_s = Contenido volumétrico de agua del suelo en estado de saturación.

e: Base de logaritmo natural: 2.71828...

a : Succión relacionada con el valor de entrada de aire (punto de inflexión de la curva).

n : Parámetro del suelo relacionado con la pendiente de la curva en el punto de inflexión.

m : parámetro de ajuste relacionado con los resultados cerca del contenido residual de agua

La función de corrección $C(\Psi)$ obliga a que la curva pase por una succión de 10^6 kPa, cuando el contenido de agua es nulo. Este comportamiento es común en todos los suelos (Fredlund, 1964). La función de corrección está definida por la Fórmula 4.2.

$$C(\Psi) = \left\{ 1 - \frac{\text{Ln}\left(1 + \frac{\Psi}{\Psi_r}\right)}{\text{Ln}\left[1 + \frac{1000000}{\Psi_r}\right]} \right\} \quad (4.2)$$

Donde Ψ_r es el valor de succión que corresponde al contenido residual del agua. La succión residual generalmente se estima con el valor de 1,500 kPa para la mayoría de los suelos, aunque el valor real es desconocido. El procedimiento del software para realizar la estimación de la curva característica de succión del suelo fue el siguiente:

- 1 Se crea un nuevo proyecto SEEP/W, con tipo de análisis Steady-State; se selecciona un nuevo material con modelo Saturated/Unsaturated. Se da clic sobre el diálogo del Vol. Water Content Fn para agregar una nueva función (Fig. 4.31). Para lo cual se introducen los valores de límite líquido, D_{10} y D_{60} . El software genera automáticamente la gráfica de Succión matricial vs Contenido volumétrico de agua.

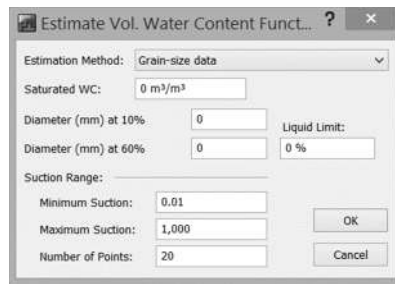


Figura 4.31. Estimación de la función de contenido volumétrico de agua.

- 2 Se da clic sobre el diálogo de Hyd. Conductivity Fn para estimar la función de conductividad hidráulica, estimándolo con el método de Fredlund & Xing (1994), donde se selecciona la nueva función de Succión matricial vs Contenido volumétrico de agua y se introduce el valor de la permeabilidad (K) obtenido en laboratorio (Figura 4.32). El software genera automáticamente la gráfica de Succión matricial vs permeabilidad.

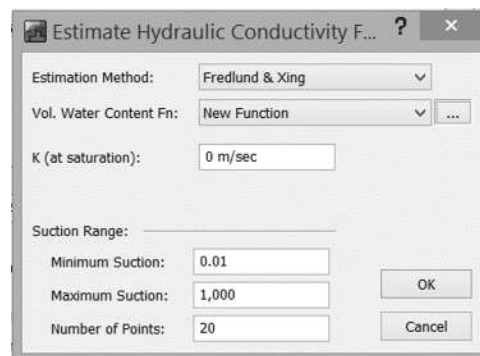


Figura 4.32. Estimación de la función de conductividad hidráulica.

Los valores obtenidos en las dos funciones, se utilizarán en el software Slide y Phase2 para definir las propiedades hidráulicas del material y de esta forma modelar el fenómeno presente en campo (Sánchez Garibay, 2015)

4.8 ROCFALL

RocFall es un programa de análisis estadístico diseñado para ayudar con la evaluación de las pendientes con riesgo de desprendimientos de rocas. El programa determina la energía, velocidad y altura de rebote a lo largo de todo el talud, además de la ubicación de los puntos finales de las rocas desprendidas. Las distribuciones de la energía, la velocidad y la altura de rebote también se calculan a lo largo de la pendiente del perfil. Las distribuciones pueden ser graficadas y se calculan estadísticas globales automáticamente.

RocFall también puede ayudar en la determinación de las medidas correctivas: las propiedades del material de cada segmento de pendiente se pueden cambiar lo que permite la comparación de resultados. Información sobre la energía cinética y la ubicación de impacto en una barrera puede ayudar a determinar la capacidad, tamaño y ubicación de las barreras. Los usuarios pueden definir una barrera personalizada o seleccionar una de las barreras predefinidas (Rocscience, 2014).

El procedimiento para realizar el análisis de estabilidad de taludes es el siguiente:

1. Definir la geometría del talud.
2. Definir los materiales que conforman el talud
3. Asignar el tipo de material, según su morfología del talud.
4. Definir la zona del talud donde se detectan posibles desprendimientos.
5. Calcular el análisis.
6. Graficar los resultados

Lo anterior se ilustra en la Figura 4.33 a) Definir geometría del talud, b) Definir los materiales del talud, c) Asignar tipos de material al talud, d) Resultados del modelo.

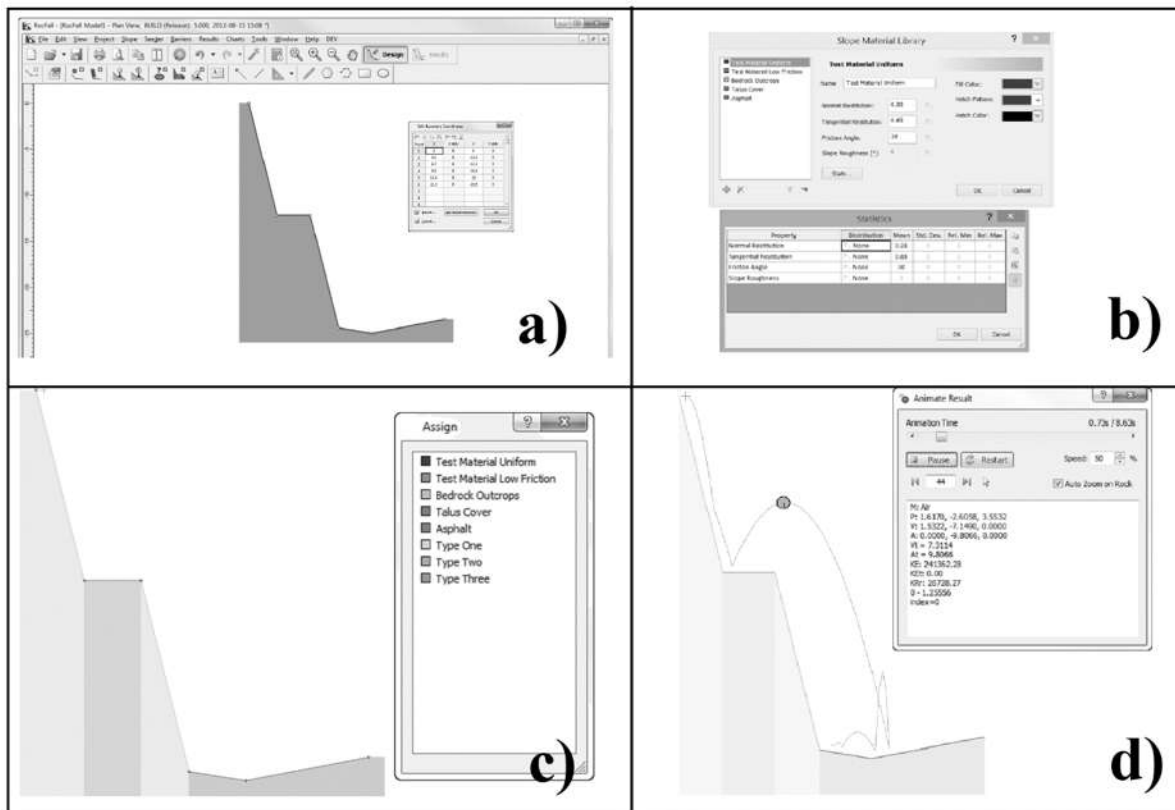


Figura 4.33. a) Definir geometría del talud, b) Definir los materiales del talud, c) Asignar tipos de material al talud, d) Resultados del modelo.

5 MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN

El objetivo principal de un estudio de estabilidad de taludes, es diseñar medidas de prevención y control, remediación y/o estabilización para reducir los niveles de amenaza y riesgo. Se han desarrollado gran cantidad de técnicas probadas para el manejo de los taludes inestables o los deslizamientos. Generalmente, los beneficios más significativos desde el punto de vista de reducción de amenazas y riesgos, se obtienen con las medidas de prevención (Suárez, 1998).

Los métodos de estabilización de taludes en general, reducen las fuerzas actuantes y/o aumentan las fuerzas de resistencia. Las fuerzas actuantes pueden reducirse mediante la excavación de material de la parte apropiada de la inestabilidad del terreno y el drenaje de agua para reducir las presiones hidrostáticas que actúan en la zona inestable. Las fuerzas de resistencia se pueden aumentar implementando las siguientes acciones (Abramson et al., 1995):

- Drenaje que aumenta la resistencia al corte del terreno.
- Eliminación de los estratos débiles u otras zonas potenciales de falla.
- Construcción de estructuras de contención u otros soportes.
- Provisión de refuerzo en situ del terreno.
- El tratamiento químico (mejoramiento de suelos) para aumentar la resistencia al corte del terreno.

5.1 MODIFICACIÓN DE LA TOPOGRAFÍA

Cuando un talud es inestable una forma de actuar sobre él es modificando su topografía para obtener una nueva configuración que resulte estable. Esta modificación busca obtener al menos uno de los dos efectos siguientes: Disminuir las fuerzas que tienden al movimiento de la masa y/o Aumentar la resistencia al corte del terreno mediante el incremento de las tensiones normales en zonas convenientes de la superficie de rotura (IGME, 1987).

5.1.1 Abatimiento de la pendiente del talud

Al disminuir la pendiente del talud, el círculo crítico de falla se hace más largo y más profundo para el caso de un talud estable, aumentándose en esta forma el FS. El abatimiento se puede lograr por corte o por relleno.

El abatimiento de la pendiente del talud es económicamente posible en taludes de poca altura, pero no ocurre lo mismo en taludes de gran altura, debido al aumento exagerado de volumen de

tierra de corte con el aumento de la altura. El abatimiento por relleno en ocasiones no es posible por falta de espacio en el pie del talud.

5.1.2 Remoción de materiales de la cabeza

La remoción de una suficiente cantidad de materiales en la parte superior del talud puede resultar en un equilibrio de fuerzas que mejore la estabilidad del talud. En la práctica este método es muy útil en fallas activas. La cantidad de material que se requiere depende del tamaño y características del movimiento y de la geotecnia del sitio (Suárez, 1998).

Antes de iniciar el proceso de corte debe calcularse la cantidad de material que se requiere remover con base en un análisis de estabilidad para un FS propuesto. El cálculo se realiza generalmente, por un sistema de ensayo y error. Un ejemplo de este método se ilustra en la Figura 5.1.

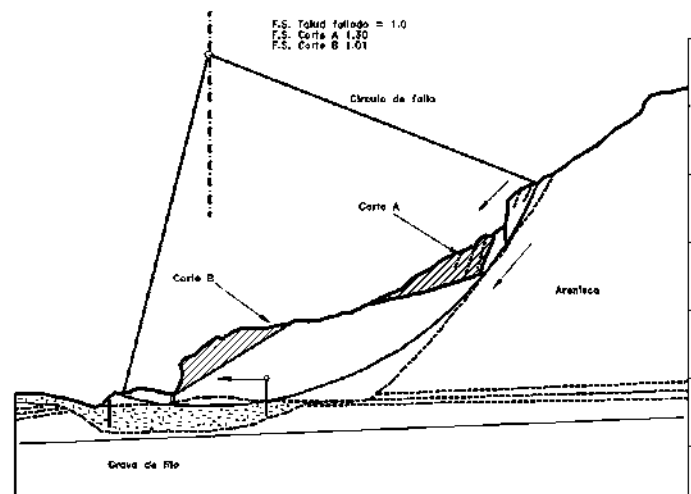


Figura 5.1. Corte de parte del material deslizado para mejorar el FS.

5.1.3 Terrazas o bermas intermedias

La construcción de terrazas en la parte alta de un deslizamiento de rotación tiende a reducir el momento actuante y controlar el movimiento. Si el proceso se hace en la parte inferior se puede lograr el proceso inverso de disminuir el FS. En deslizamientos traslacionales y en ciertos flujos o deslizamientos de residuos, generalmente no es efectivo emplear métodos de remoción de materiales.

El efecto es el de disminuir las fuerzas actuantes, en la zona más crítica para la generación de momentos desestabilizantes. En esta forma el círculo crítico de falla se hace más profundo y más largo, aumentándose el FS. Al construir las bermas el talud puede quedar dividido en varios taludes de comportamiento independiente, los cuales a su vez deben ser estables. La construcción de bermas se puede realizar con el propósito de controlar la erosión y facilitar el establecimiento de la vegetación. La altura de las gradas es generalmente, de 5 a 7 metros de altura y cada grada

debe tener una cuneta revestida para el control del agua superficial. El sistema de cunetas a su vez debe conducir a una estructura de recolección y entrega con sus respectivos elementos de disipación de energía. Dicho método se ilustra en la Figura 5.2.

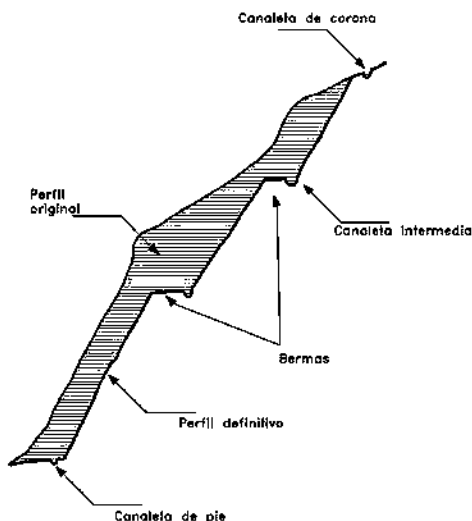


Figura 5.2. Estabilización por conformación del talud y bermas.

5.1.4 Contrapesos en el pie del deslizamiento

Al colocarle carga adicional a la base de un deslizamiento de rotación se genera un momento en dirección contraria al movimiento, el cual produce un aumento en el FS.

Se debe hacer un análisis del peso requerido para lograr un FS determinado. La adecuada cimentación de estos contrapesos debe ser requisito para que el sistema sea exitoso. El efecto del sistema de contrapeso es el de hacer que el círculo crítico en la parte inferior del talud se haga más largo. Los contrapesos pueden ser estructuras con un muro de contención o rellenos de tierra armada, llantas de caucho (Tiresoil), etc. En la Figura 5.3 se ilustra este método.

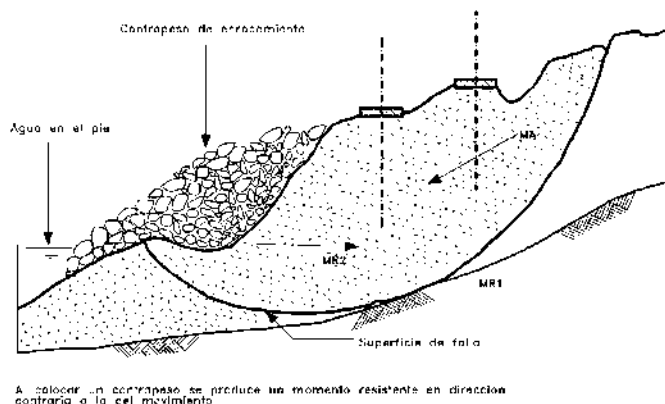


Figura 5.3. Contrapeso para la estabilización de un deslizamiento activo.

5.1.5 Bermas bajas en el pie de terraplenes sobre suelos blandos

El sistema de contrapesos es muy útil para la estabilización de taludes de terraplenes sobre zonas de suelos blandos, en los cuales las fallas ocurren generalmente, por falta de resistencia en la base de cimentación del terraplén. En este caso se construye una berma que es un terraplén de menor altura junto al terraplén principal, el cual sirve de contrapeso aumentando la longitud de la superficie de falla.

Las bermas o contrabermas son usadas para colocar una carga al pie de un terraplén sobre suelo blando y en esta forma aumentar la resistencia abajo del pie, como lo ilustra la Figura 5.4. La berma se coloca en el área que de acuerdo al análisis de estabilidad se puede levantar. La contraberma debe diseñarse en tal forma que sea efectiva para garantizar la estabilidad del terraplén principal y al mismo tiempo sea estable por sí misma. El efecto de la contraberma es crear un contrapeso que aumente la longitud y profundidad del círculo crítico de falla.

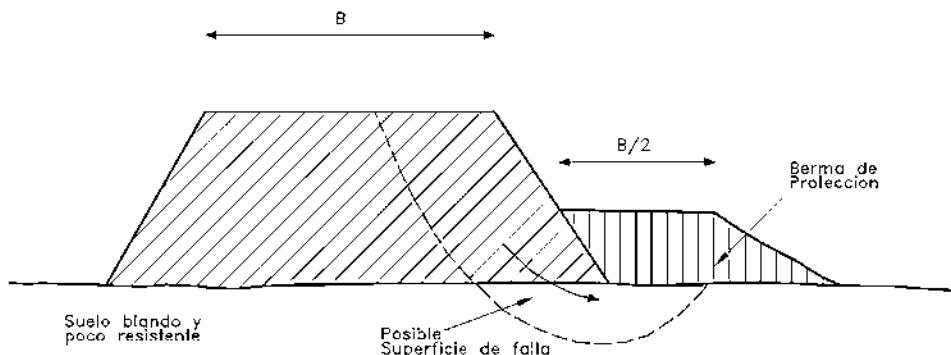


Figura 5.4. Detalle de bermas bajas al pie del deslizamiento.

5.1.6 Muros de Suelo Reforzado (MSE)

Los terraplenes del suelo mecánicamente estabilizado incluyen capas de suelo compactado con geosintéticos o mallas de refuerzo que forman una masa de gravedad la cual actúa como estructura de contención o contrapeso para la estabilización del deslizamiento (Fig. 5.5).

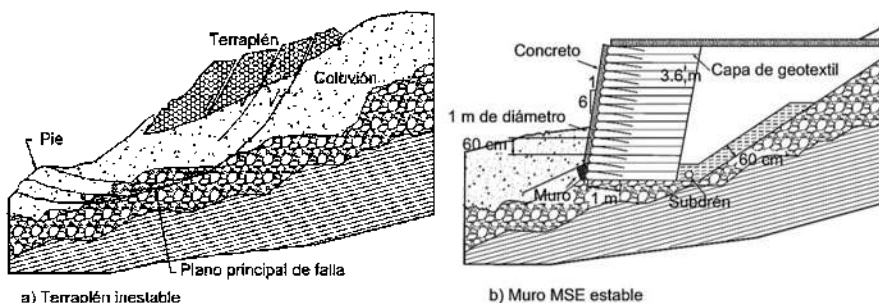


Figura 5.5. Esquema de estabilización utilizando muro MSE.

La fachada del muro MSE puede ser vertical o inclinada y puede estar recubierta por vegetación o concreto lanzado. Los taludes MSE deben ser diseñados para la estabilidad interna y externa.

La estabilidad interna requiere que la estructura de refuerzo sea coherente y autoportante bajo la acción de su propio peso y de las fuerzas externas aplicadas. Los refuerzos deben diseñarse y espaciarse de forma que no fallen a tensión o no puedan ser extraídos de la masa de suelo.

Para la estabilidad externa de los taludes, los muros MSE deben satisfacer los mismos criterios de un muro tradicional, o sea que no sufran inestabilidad por el deslizamiento o volteo o inestabilidad global, que influya la capacidad de soporte o la inestabilidad del talud. Los muros MSE deben incluir un sistema de drenaje eficiente para el control de las aguas subterráneas e infiltradas y deben estar cimentadas sobre terrenos estables (Suárez, 1998). Para el diseño de los taludes MSE se recomienda utilizar los criterios de la AASHTO.

5.2 LLAVES DE CORTANTE

Una llave de cortante es una zanja rellena de materiales de alta resistencia, la cual se construye atravesando la superficie de falla en todo el ancho de un deslizamiento. La estabilización se obtiene al utilizar la resistencia más alta del relleno en comparación con el suelo natural y los beneficios adicionales del drenaje. En ocasiones, las llaves de cortante se utilizan en combinación con contrapesos que aumentan los esfuerzos efectivos en el pie del deslizamiento.

Las llaves de cortante son usadas para proporcionar una resistencia adicional al deslizamiento horizontal de la base de terraplenes (bermas) o para profundizar la superficie potencial de la falla de deslizamientos (Fig. 5.6). El principal propósito de la llave de cortante es forzar al círculo crítico a profundizarse a una formación más resistente. Este método es muy efectivo cuando aparecen mantos de suelos duros a poca profundidad.

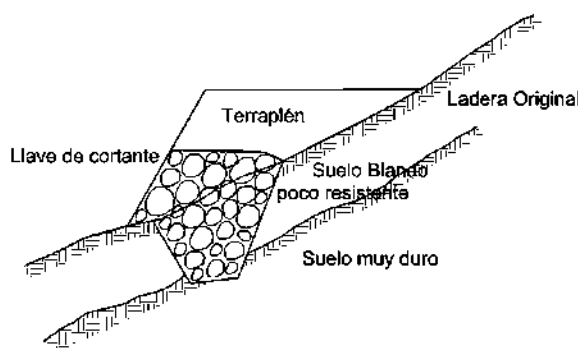


Figura 5.6. Llaves de cortante para terraplenes.

La llave de cortante debe contener un sistema de drenaje por gravedad. Comúnmente, se coloca una tubería de drenaje en la parte inferior de la llave de cortante y una conducción que permita el drenaje por gravedad y en algunos casos, se requiere construir subdrenes de penetración para facilitar el drenaje del agua recolectada por el material granular.

Las llaves de cortante son más eficientes cuando las superficies de falla son relativamente profundas (de 3 a 10 m bajo el nivel del terreno) y son poco eficientes para fallas poco profundas (menos de 3 m) (Cornforth, 2005).

Las llaves de cortante son especialmente apropiadas para los deslizamientos de arcilla. Los enrocados que poseen ángulos de fricción de 42° , generan resistencias muy significativas comparadas con la resistencia de la arcilla. Es muy común, la utilización de llaves de cortante en los deslizamientos traslacionales como es el caso de los materiales coluviones arcillosos que se deslizan sobre los suelos residuales duros.

El material preferido para las llaves de cortante es el enrocado anguloso de roca dura. Se recomienda colocar sobre el enrocado, un geotextil para prevenir el movimiento de los suelos finos o la erosión interna. El ancho de la base de la llave de cortante varía generalmente de 5 a 10 m y se emplean taludes temporales 1H:1V.

El diseño de la llave de cortante se realiza comúnmente, mediante el análisis de equilibrio límite suponiendo que la llave es un material adicional con sus respectivas propiedades de resistencia. Cuando la base de la llave de cortante se debe excavar en roca, es posible que sólo se pueda excavar 30 a 50 cms dentro de la roca.

Las llaves de cortante pueden diseñarse de la siguiente forma:

- *Pedraplén o material granular por debajo de la superficie de falla y sobre esta llave*, se coloca un contrapeso que puede ser de material granular o de material común.
- *Pedraplén o material granular por debajo de la superficie de falla y reconformación con material común*, en este caso, se debe garantizar que el espesor del material granular sea lo suficientemente grande para evitar que se pueda formar una superficie de falla por encima de la llave de cortante.
- *Llave de cortante en concreto*. La técnica consiste en excavar por debajo de la superficie de falla y construir un muro interno en concreto ciclópeo. Adicionalmente se requiere un sistema de subdrenaje por detrás del muro ciclópeo. Esta metodología se utiliza cuando un deslizamiento de arcilla se mueve sobre un estrato de roca y el muro puede ser anclado dentro de la roca.

5.3 CORRECCIÓN SUPERFICIAL

Las medidas de corrección superficial de un talud se aplican en la superficie del mismo, tienen una acción que afecta sólo a las capas más superficiales de terreno y tienen fundamentalmente los siguientes fines:

- Evitar o reducir la erosión y meteorización de la superficie del talud.
- Eliminar los problemas derivados de las caídas de piedras en taludes rocosos.
- Aumentar la seguridad del talud frente a pequeñas roturas superficiales.

5.3.1 Mallas de guiado de piedras

Consisten en mallas de alambre metálico con las que se cubre la superficie de taludes rocosos para controlar la caída de fragmentos de roca, lo cual es siempre peligroso, especialmente en vías de transporte o cuando hay personal trabajando en el pie del talud.

Estos pequeños desprendimientos son frecuentes en taludes rocosos diaclasados, naturales o excavados. En estos casos pueden existir fragmentos sueltos de roca o producirse deslizamientos superficiales de pequeña magnitud. En climas fríos la acción de las heladas puede ser la causa de estos desprendimientos. Las mallas, por una parte, retienen los fragmentos sueltos de roca y, por otra, conducen los trozos desprendidos hacia una zanja en el pie del talud. Es un tratamiento superficial relativamente barato y de instalación sencilla.

El empleo de mallas de guiado de piedras es apropiado cuando el tamaño de los fragmentos de roca no es mayor de 0.6 a 1 m. Las mallas generalmente usadas suelen ir galvanizadas. En ocasiones se emplean mallas de alambre de gaviones. Estas últimas tienen la ventaja frente a otros tipos, que la malla no se deshace al romperse en una zona localizada, debido a su triple trenzado o torsión hexagonal.

La malla se puede fijar al terreno de diversas formas, siempre en la parte superior del talud o en bermas intermedias. Como sistemas de fijación pueden emplearse bulones, postes introducidos en bloques de hormigón que pueden a su vez ir anclados o simplemente un peso muerto en la parte superior del talud.

Es frecuente tender un cable entre dos bulones o postes y fijar la malla a dicho cable. Se suele preparar una longitud de malla suficiente para cubrir el talud (o la superficie entre dos bermas) con una longitud adicional, necesaria para la fijación de la malla. Si se considera necesario se puede fijar la malla a la superficie del talud mediante pequeños bulones. Si existe la posibilidad de que se desprendan bloques de grandes dimensiones en zonas localizadas conviene reforzar dichas áreas con anclajes.

5.3.2 Siembra de taludes

El mantener una cubierta vegetal en un talud produce indudables efectos beneficiosos, de entre los cuales se pueden destacar los siguientes:

- Las plantaciones evitan la erosión superficial, tanto eólica como hídrica.
- La absorción de agua por las raíces de las plantas produce un drenaje de las capas superficiales del terreno.
- Las raíces de las plantas producen un aumento de la resistencia a esfuerzo cortante en la zona de suelo que ocupan. Mejora su estabilidad frente a deslizamientos superficiales e impide la degradación del talud por erosión.

Para la siembra de taludes se emplean hierbas, arbustos y árboles. Las especies por supuesto, deberán ser capaces de adaptarse a las condiciones a las que van a estar sometidas (climas, tipo de suelo, etc.), pero en términos generales suelen convenir especies de raíces profundas y de alto grado de transpiración, lo que indica un mayor consumo de agua. Los árboles de muy rápido crecimiento pueden no ser recomendables, especialmente si tienen raíces poco profundas, pues producen un incremento relativamente rápido del peso que actúa sobre el talud.

Generalmente la colonización vegetal de un talud se hace por etapas, comenzando por la hierba y terminando por los árboles. Es conveniente no dejar un talud muy plano, sino con salientes que sirvan de soporte. Cuanto más tendido sea un talud más fácil es que retenga la humedad. Por ello es conveniente arar los taludes de los desmontes cuya pendiente sea superior a 1 (vertical) 3 (horizontal) con una grada de discos o escarificador (Suárez, 1998).

Los suelos arenosos y areno-arcillosos son ventajosos para un rápido crecimiento de la hierba. Las arcillas duras son inadecuadas, a menos que se añadan aditivos o se are el suelo. Cuando la proporción de limo más arcilla es superior al 20%, se puede esperar un crecimiento satisfactorio de vegetación, pero si es inferior al 5% el crecimiento y mantenimiento de la hierba es difícil. Esto se debe a que estos últimos suelos no retienen la humedad, ni alimento para las plantas, debido a la rápida lixiviación y, además, a las grandes fluctuaciones en la temperatura del suelo.

Con frecuencia es necesario añadir a los suelos fertilizantes y correctores, especialmente cuando no se dispone de tierra vegetal. Otras veces se añade tierra vegetal en espesores que oscilan entre 5 y 10 cm (hasta 15 cm). Conviene producir una cierta unión entre la tierra vegetal y el suelo del talud para evitar deslizamientos (Jiménez Salas, 1976).

5.3.3 Concreto lanzado

Consiste en una capa de concreto rociado sobre la superficie de taludes en roca. La dosificación del concreto se hace de forma convencional. El árido ha de tener una granulometría uniforme y un tamaño superior a 2 cm. Cuando el árido empleado es de tamaño más pequeño, el concreto lanzado se llama gumía. El concreto lanzado es un tratamiento superficial que evita la meteorización de la roca y su deterioro progresivo y los desprendimientos de pequeña magnitud. También proporciona una cierta resistencia en los bordes exteriores de las discontinuidades que afloran en el talud, lo que aumenta la resistencia del bloque frente al deslizamiento. Es frecuente emplearlo en combinaciones con anclajes.

La mezcla cemento-árido es bombeada en seco a través de tubos flexibles de gran diámetro hasta la boquilla pulverizadora, donde se le añade el agua. En la bomba se incorpora a la mezcla un aditivo acelerador del fraguado.

El concreto se proyecta sobre la superficie de la roca con una gran velocidad de impacto. Al principio, las partículas de tamaño apreciable rebotan sobre la superficie mientras una matriz compuesta de cemento y partículas finas queda adherida a la roca. Gradualmente se van adhiriendo partículas de mayor tamaño y la capa va creciendo en espesor. En esta operación se pierde bastante cantidad de concreto, generalmente no menor del 10%.

Este proceso es responsable, en parte, de las altas tracciones y tensiones tangenciales que pueden desarrollarse en el contacto entre concreto y la roca. En dicho contacto es frecuente observar tensiones tangenciales superiores a 70 kg/cm^2 y en la masa del concreto son normales, tensiones de tracción de 45 kg/cm^2 y tangenciales de 60 kg/cm^2 (CANMET, 1977).

El concreto lanzado es un material frágil. La ductilidad y resistencia del concreto pueden incrementarse mediante su armado, el cual puede realizarse de dos maneras: colocando una malla de alambre metálico o un emparrillado de pequeño diámetro sobre el talud antes de proyectar el concreto, o incorporando a la mezcla seca cemento-árido trozos de alambre de pequeño tamaño. Este último método suele ser más efectivo. En el primer caso debe eliminarse cualquier material suelto de la superficie del talud y suelen emplearse alambres de acero estirado en frío.

El hormigón armado con alambre tiene una buena resistencia a la tracción, del orden de 140 kg/cm^2 (CANMET, 1977) aunque su empleo hace la instalación más complicada y cara. El empleo de concreto lanzado requiere una maquinaria especial de bombeo y de dosificación. La colocación sobre la superficie requiere un operario que generalmente es transportado en una plataforma suspendida de una grúa móvil.

La uniformidad del espesor de la capa de hormigón depende de la destreza del operario. Una capa de espesor nominal de 10 cm suele quedar con un espesor variable de entre 7,5 y 12,5 cm. Si se ejecuta una capa de concreto lanzado en un talud se debe disponer un drenaje adecuado que evite las presiones intersticiales elevadas. Para ello se perforan drenes de pequeña longitud que atraviesan la capa del concreto ya endurecido e interceptan las fisuras portadoras de agua.

El concreto lanzado no puede aplicarse a temperaturas muy frías. La temperatura mínima (tanto de la roca como del aire) es de $5 \text{ }^\circ\text{C}$. Es preferible que la superficie del talud se encuentre seca cuando se le aplica el concreto.

Si existen materiales de alteración como arcillas o limos en juntas o fallas de la roca deben eliminarse hasta una cierta profundidad antes de proyectar el concreto para lo que se puede emplear aire o agua a presión. Es frecuente que los materiales débiles sean eliminados hasta una profundidad igual al ancho de la zona débil (junta, falla, etc.). Es en estas zonas donde el concreto lanzado tiene su máximo beneficio y donde es necesario un mayor cuidado en la operación. A veces se disponen capas de concreto lanzado debajo de vigas de anclaje, consiguiéndose de esta forma un contacto más uniforme con la superficie de la roca.

El concreto lanzado proporciona una solución rápida, mecanizada y a menudo con pocas complicaciones, a los problemas de desprendimientos y meteorización de taludes rocosos. Es sin embargo, de efecto estético negativo.

5.4 MUROS DE GRAVEDAD

Los muros de gravedad son estructuras de contención convencionales que obtienen su soporte por la acción de su peso solamente. Son elementos principalmente pasivos, los cuales soportan cargas laterales por la tendencia del suelo a moverse.

Los muros de gravedad se diferencian en dos tipos:

- **Muros rígidos.** En esta categoría se encuentran los muros de concreto reforzado, concreto simple y concreto ciclópeo.
- **Muros flexibles.** Se incluyen los muros en gaviones, los muros criba, los pedraplenes y los muros de tierra con llantas usadas, entre otros.

5.4.1 Muros rígidos

Son estructuras de contención generalmente de concreto que no permiten deformaciones importantes sin romperse (Fig. 5.7 y Tab. 5.1). Se apoyan sobre suelos competentes para transmitir fuerzas de su cimentación al cuerpo del muro y de esta forma generar fuerzas de contención. La utilización de muros rígidos es una de las formas más sencillas de manejar cortes y terraplenes. Los muros rígidos, actúan como una masa relativamente concentrada que sirve de elemento contenedor de la masa inestable.

El empleo de muros de contención rígidos para estabilizar deslizamientos es una práctica común en todo el mundo, pero su éxito ha sido limitado por la dificultad que hay en el análisis de cada caso en particular y por las diferencias que existen entre las fuerzas reales que actúan sobre el muro en un caso de deslizamiento y los procedimientos de análisis basados en criterios de presiones activas, utilizando las teorías de presión de tierras de Rankine o Coulomb.

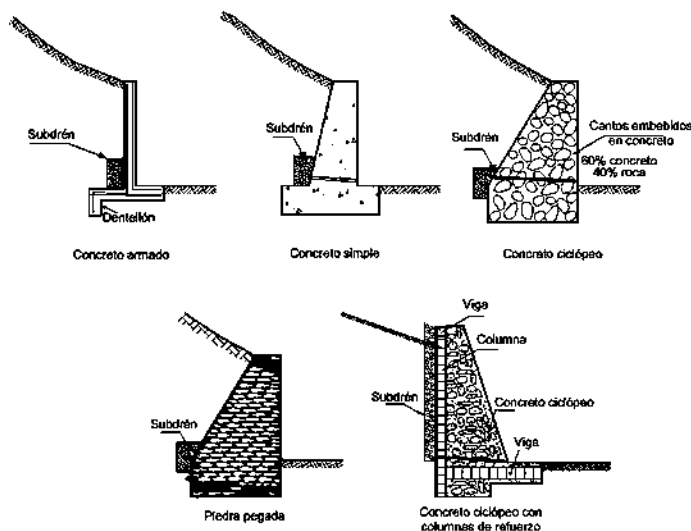


Figura 5.7. Esquema de diferentes tipos de muros rígidos.

En el caso de deslizamientos traslacionales poco profundos, el muro puede representar un buen sistema de estabilización, siempre que esté cimentado por debajo de posibles o reales superficies de falla, diseñándose para que sea capaz de resistir las cargas de desequilibrio debidas al deslizamiento, adicionadas por un FS que se recomienda no sea inferior a 2.0 (Suárez, 2009).

Muro	Ventajas	Desventajas
Reforzado	Los muros de concreto reforzado pueden emplearse en alturas grandes (superiores a ocho metros), previo diseño estructural y estabilidad. Se utilizan métodos convencionales de construcción, en los cuales la mayoría de los maestros de construcción tienen experiencia.	Requieren de buen piso de cimentación. Son poco económicos en alturas muy grandes y requieren de formaletas especiales. Su poco peso los hace poco efectivos, para deslizamientos de masas grandes.
Concreto simple	Relativamente simples de construir y mantener, pueden construirse en curvas y en diferentes formas, para propósitos arquitectónicos y pueden colocarse recubrimientos para mejorar su apariencia exterior.	Se requiere una muy buena cimentación y no permiten deformaciones importantes, se necesitan cantidades grandes de concreto y un tiempo de curado antes de que puedan trabajar efectivamente. Generalmente, son poco económicos para alturas mayores de tres metros.
Concreto ciclópeo	Similares a los de concreto simple. Utilizan bloques o cantos de roca como material embebido, disminuyendo los volúmenes de concreto. Generalmente, son más económicos que los de concreto simple o reforzado.	Se requiere muy buena cimentación. El concreto ciclópeo (cantos de roca y concreto) no puede soportar esfuerzos de flexión grandes. Se requiere la disponibilidad de bloques de roca.
Concreto ciclópeo con columnas de refuerzo	Combinan las ventajas de economía del concreto ciclópeo con la capacidad de flexión del concreto reforzado.	Se requiere muy buena cimentación. Es muy poca la investigación sobre su comportamiento y no existe una metodología aceptada de diseño.
Mampostería	Son muy económicos cuando hay disponibilidad de bloques de roca. Son visualmente atractivos.	Se requiere muy buena cimentación. Resistencia muy baja a la flexión. Son muy vulnerables a los movimientos.

Tabla 5.1. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muros rígidos (Suárez, 2009).

5.4.2 Muros de gravedad flexibles

Son estructuras masivas y flexibles. Se adaptan a los movimientos. Su efectividad depende de su peso y de la capacidad de soportar deformaciones importantes sin que se rompa su estructura. Los muros flexibles son estructuras que se deforman fácilmente por las presiones de la tierra sobre ellas o que se acomodan a los movimientos del suelo y generalmente, se diseñan para resistir presiones activas en lo que se refiere a su estabilidad intrínseca y actúan como masas de gravedad para la estabilización de deslizamientos de tierra.

Existen muchos tipos de muros flexibles, entre ellos los más populares son (Fig. 5.8 y Tab. 5.2):

- Muros en gaviones
- Muros de elementos prefabricados (Muros Criba)
- Muros de llantas usadas
- Muros de enrocado
- Muros de bolsacreto

Cada uno de estos tipos de muros posee unas características especiales de construcción, diseño y comportamiento.

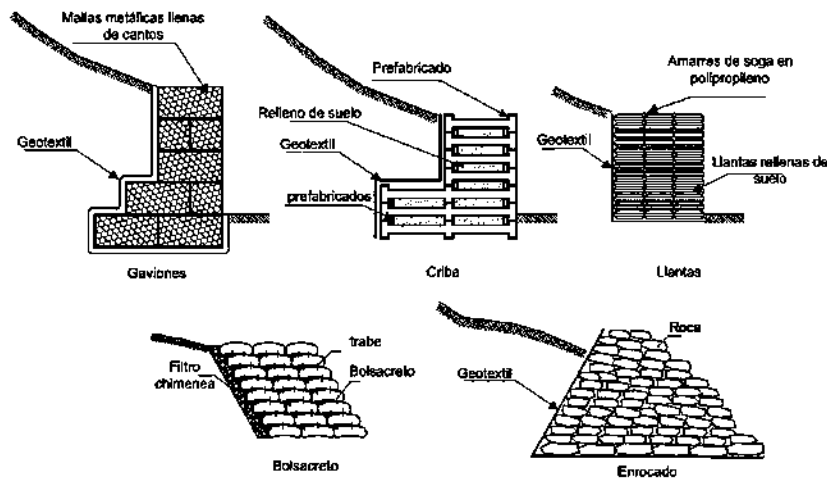


Figura 5.8. Esquema de algunos tipos de muros flexibles.

Muro	Ventajas	Desventajas
Gaviones	Fácil alivio de presiones de agua. Soportan movimientos sin pérdida de eficiencia. Es de construcción sencilla y económica.	Las mallas de acero galvanizado se corroen fácilmente en ambientes ácidos, por ejemplo, en suelos residuales de granito se requiere cantos o bloques de roca, los cuales no necesariamente están disponibles en todos los sitios. Al amarre de la malla y las unidades generalmente no se le hace un buen control de calidad.
Criba	Simple de construir y mantener. Utiliza el suelo en la mayor parte de su volumen. Utiliza elementos prefabricados, los cuales permiten un mejor control de calidad.	Se requiere material granular, auto-drenante. Puede ser costoso cuando se construye un solo muro por la necesidad de prefabricar los elementos de concreto reforzado. Generalmente no funciona en alturas superiores a siete metros.
Llantas	Son fáciles de construir y ayudan en el reciclaje de los elementos utilizados.	No existen procedimientos confiables de diseño y su vida útil no es conocida.

Pedraplén	Son fáciles de construir y económicos cuando hay roca disponible.	Requieren de la utilización de bloques o cantos de tamaño relativamente grande.
Bolsacreto	Fáciles de construir en contacto con cuerpos de agua.	Son relativamente costosos.

Tabla 5.2. Ventajas y desventajas de diversos tipos de muros flexibles (Suárez, 2009).

5.5 ESTRUCTURAS ANCLADAS

El uso de anclajes de acero en la estabilización de taludes se ha vuelto muy popular en los últimos años. La definición oficial internacional es la propuesta por Littlejohn (1990): “*Un anclaje es una instalación que es capaz de transmitir una carga de tensión a un manto de soporte a profundidad*”. En las estructuras ancladas se colocan varillas o tendones, generalmente de acero, dentro de perforaciones realizadas con taladro, se inyectan con un cemento, y luego se tensionan. Las anclas para estabilizar deslizamientos pueden ser hincadas o perforadas. Los anclajes pueden ser pre-tensados para colocar una carga sobre un bulbo cementado (tiebacks) o pueden ser cementados simplemente sin colocarles carga activa (nails, pernos y micropilotes). Los anclajes pretensionados en combinación con muros, pantallas o bloques de concreto, se han utilizado con éxito para la estabilización de deslizamientos. Generalmente se coloca sobre la cara de un muro o sobre un elemento de concreto en el talud, una carga de tensión a través de un cable de acero anclado a un bulbo cementado a profundidad dentro del talud. Los anclajes pretensados incrementan los esfuerzos normales sobre la superficie de falla real o potencial y así, aumentan las fuerzas resistentes al incrementar la resistencia a la fricción, a lo largo de esa superficie

Al comprimir el suelo también se inhiben algunos procesos de deterioro de éste (Morgenstern, 1982). Es deseable que el sistema de muro sea flexible, si se esperan momentos significativos. Los muros anclados pueden ser pasivos o activos dependiendo de si son pretensionados o no.

Los anclajes pre-tensados tienen la ventaja de que no son pasivos como la estructura de gravedad sino que al pre-tensarse se les coloca una carga que se opone a la acción del deslizamiento. Las fuerzas de las anclas se oponen al movimiento de la superficie del talud ayudando a proveer estabilidad contra deslizamientos

Igualmente, la fuerza de tensión en el cable se convierte en fuerza de compresión dentro de la masa de suelo, incrementando la resistencia al cortante. La fachada, pantalla o zapata exterior, aplica la carga sobre el suelo y el ancla la transmite al bulbo.

En esta forma se aumentan las fuerzas resistentes por acción de la tensión, por sí misma o por la fricción relacionada con el incremento de los esfuerzos normales sobre la superficie de falla. Se puede requerir la utilización de anclajes pre-tensados como apoyo temporal o pueden diseñarse como parte permanente de la estructura

5.5.1 Muros Anclados

Los muros anclados son estructuras de gravedad, semi-gravedad o pantallas; que se sostienen mediante anclas pretensadas con bulbos profundos (Fig. 5.9). Los muros anclados pueden ser de varios tipos (Suárez, 2009):

- *Muros de gravedad o semigravedad.* Las estructuras de gravedad son muros de concreto armado, a los cuales se les adicionan anclas pre-tensadas a varios niveles de altura.
- *Pantallas.* Son pantallas delgadas de concreto armado, las cuales se pueden construir utilizando concreto proyectado o fundidas en el sitio. A las pantallas de concreto se les colocan hileras de anclas a varios niveles.
- *Tablestacas.* Estructuras delgadas enterradas, metálicas o de concreto armado, ancladas en su parte superior. Una variante del sistema son los pilotes tangentes/ secantes.

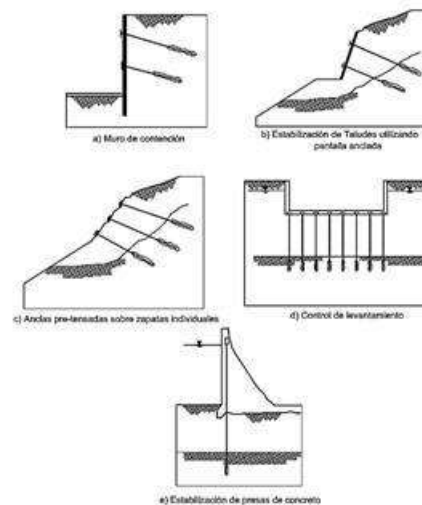


Figura 5.9. Tipos de estructuras ancladas.

5.5.2 Anclas apoyadas en bloques independientes o vigas

En la estabilización de taludes estas estructuras también pueden ser zapatas, bloques individuales o vigas superficiales para la aplicación de las cargas de anclaje. La técnica de utilizar anclajes individuales múltiples unidos cada uno a una zapata independiente en la superficie del terreno, se le denomina como “muros de elementos”.

Generalmente, existe un espaciamiento entre las zapatas, pero en ocasiones estas se tocan unas a otras. A este último sistema se le denomina “muro de bloque de anclaje” (Cornforth 2005).

La construcción de las anclas individuales es muy similar a la de los anclajes para muros o pantallas de concreto armado. La utilización de esta técnica tiene por objeto permitir la construcción de anclajes con un mínimo de alteraciones de la superficie del talud y disminuir éstas al evitar muros de gran tamaño.

Las principales ventajas de las anclas individuales son:

- Pueden instalarse en superficies no uniformes con facilidad.
- Se pueden utilizar elementos prefabricados.
- La construcción es más rápida si se utilizan zapatas prefabricadas colocadas con la ayuda de grúas.

Las anclas individuales tienen las siguientes limitaciones:

- Requiere que el material en la superficie del terreno sea muy dura, para evitar que ocurra asentamiento y pérdida de la tensión.
- Es difícil sostener los bloques en pendientes fuertes mientras se colocan y tensionan los elementos fabricados.
- Generalmente, son poco atractivas visualmente.
- No existe rigidez entre una y otra ancla, facilitando la falla gradual ancla por ancla.
- Las estructuras ancladas permiten una gran variedad de combinaciones, utilizando pilotes, tablestacas, muros, zapatas, etc. (Fig. 5.10).

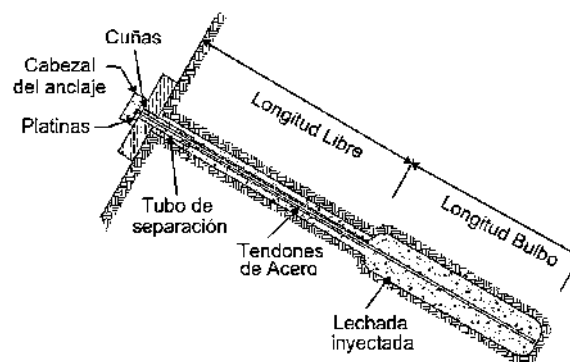


Figura 5.10. Anclaje con tendones de acero.

5.6 PERNOS, CLAVOS Y MICROPILOTES

Los pernos, clavos y micropilotes son inclusiones pasivas de refuerzo de acero con lechada de cemento, colocadas dentro de una masa de suelo o roca, con el objeto de mejorar su estabilidad. Los pernos se utilizan principalmente en macizos de roca para evitar movimientos relativos de los bloques.

Los clavos se colocan en suelos residuales o materiales relativamente duros para dar rigidez a los taludes, y los micropilotes son estructuras pasivas de soporte o estabilización. Los tres sistemas son similares en su estructura pero su mecanismo de trabajo es diferente. Las inclusiones pasivas, son utilizadas con mucha frecuencia como herramienta de estabilización, especialmente en taludes de carreteras.

5.6.1 Pernos

Los pernos son elementos estructurales generalmente constituidos por varillas de acero colocadas dentro de una perforación, la cual se inyecta posteriormente con cemento para unir la varilla al macizo de roca.

Realmente lo que ocurre es un refuerzo del macizo de roca por medio de la varilla. Con este refuerzo se pueden evitar los caídos de roca y en ocasiones los deslizamientos de macizos de roca fracturada con discontinuidades muy espaciadas.

El diseño de los pernos generalmente es empírico basado en un análisis de las discontinuidades en el macizo y de la estabilidad de los bloques. La parte más importante del diseño es determinar la localización, ángulo de inclinación y longitud de cada perno.

El detalle común de las tecnologías de pernos es que minimizan la relajación o desprendimiento de los bloques de roca (Hoeck, 1983). Una vez los bloques se sueltan, es muy difícil recobrar la estabilidad completa del macizo, por eso es muy útil que se realice la colocación de anclajes previamente a una excavación (Wyllie y Norrish, 1996).

Los pernos tienen similitud con los anclajes pero no son pretensados. Generalmente son varillas de acero cementadas a la roca y con una platina y tuerca en la cabeza. Los pernos tienen menos de 10 metros de largo y se utilizan para reforzar bloques sueltos o mantos de roca. Su longitud depende de la geometría del macizo. Su espaciamiento típico es de 2 a 3 metros.

El perno se fija a la roca utilizando una resina, un cemento o por un sistema mecánico (Fig. 5.11). El sistema de resina incluye cartuchos de un líquido y de un endurecedor, los cuales se mezclan en un tiempo de curado que varía de acuerdo al producto entre 1 y 90 minutos. El tiempo de curado también depende de la temperatura ambiente. El sistema consiste en insertar los cartuchos en el hueco para llenar el espacio entre el hueco y el perno.

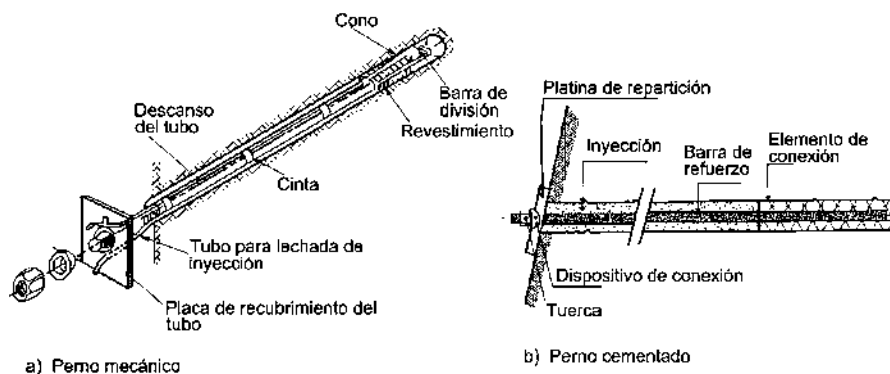


Figura 5.11. Tipos de pernos.

Es importante que el diámetro del hueco y el tamaño de la varilla estén dentro de una tolerancia especificada, en tal forma que la resina se mezcle y funcione correctamente. La barra se introduce en el hueco y se mezcla la resina haciéndola rotar (Suárez, 2009).

La principal ventaja de los pernos con resina es la simplicidad y velocidad de instalación y la desventaja, la capacidad de los pernos que se limita generalmente a 400 kN y el hecho de que solamente se pueden utilizar barras rígidas. Además, la resina no es tan efectiva para controlar la corrosión como el cemento.

5.6.2 Clavos

Los clavos fueron desarrollados en Europa y la primera aplicación fue en Francia en 1972 (Rabejac y Toudic, 1974). El sistema de clavos o “Soil Nailing” es un método de refuerzo in-situ utilizando refuerzos inyectados capaces de generar una resistencia a la tensión en el caso de ocurrencia de un movimiento. El término “Nail” se utiliza en todos los idiomas y la traducción al español “clavo” tiene una utilización menor.

Se diferencian de los pilotes en cuanto que los clavos no resisten cargas laterales a flexión, y de los anclajes pretensionados en que son pasivos (No se pretensionan). Los clavos requieren espaciamientos menores que los anclajes y actúan como un refuerzo del suelo aumentando la resistencia interna del macizo al cortante.

Los clavos pueden ser varillas de acero, tubos o cables que se introducen dentro del suelo natural o la roca blanda y son inyectados dentro de huecos pre-perforados (Fig. 5.12). En la cabeza se puede colocar una platina y rosca o puede colocarse la varilla doblada.

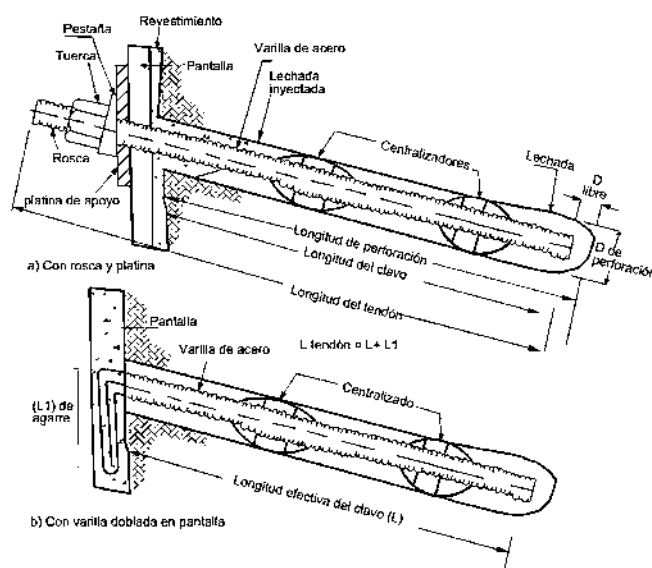


Figura 5.12. Esquema de los tipos de clavos.

Superficialmente se coloca una pantalla de concreto lanzado reforzada para darle continuidad superficial y apoyo a los refuerzos. Generalmente son espaciados a distancias relativamente pequeñas. Los clavos pueden ser hincados o inyectados en perforaciones previamente realizadas.

Junto con el suelo estos clavos forman una estructura de suelo reforzado. Comúnmente se utiliza un clavo por cada uno o seis metros cuadrados de suelo de superficie. Los clavos se utilizan para estabilizar cortes y permitir la construcción de arriba hacia abajo. La estabilidad de la superficie del terreno es controlada por una capa delgada de concreto lanzado, de 12 a 18 centímetros de espesor con una malla de refuerzo. Estas estructuras se les utilizan tanto en suelos granulares como cohesivos.

La estabilidad de una estructura claveteada se basa en los siguientes factores:

- Desarrollo de fricción o adhesión en la interface suelo-clavo (Refuerzo del suelo).
- Resistencia pasiva desarrollada a lo largo de la superficie perpendicular a la dirección del clavo.
- Transferencia de cargas a través de suelos sueltos o blandos a un material mucho más competente.

Los sistemas de clavos son relativamente flexibles y por lo tanto resistentes a fuerzas sísmicas. Esta tecnología ha sido utilizada especialmente para la estabilización de excavaciones temporales y hay alguna preocupación sobre la corrosión del material utilizado; sin embargo, en el mercado han aparecido materiales y protecciones de alta resistencia a la corrosión.

Los clavos son muy utilizados para las siguientes situaciones:

- Excavaciones semiverticales en cortes de carreteras.
- Estribos de puentes.
- Estructuras provisionales para reparación de otras estructuras.
- Estabilización de taludes en rocas fracturadas y meteorizadas, suelos residuales y saprolitos (Fig. 5.13).
- Estructuras de contención para la protección de cimientos sobre taludes.

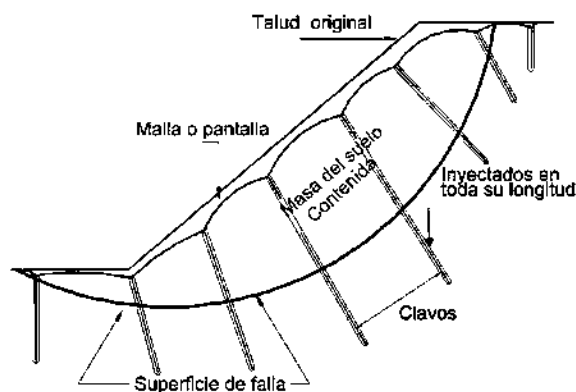


Figura 5.13. Esquema de clavos en un deslizamiento.

Los clavos se pueden construir en una gran variedad de suelos, pero generalmente se requiere que la excavación vertical del muro pueda realizarse por tramos no soportados, que no exista nivel

freático y que no se requiera encamisado de las perforaciones por unas pocas horas mientras se coloca el clavo.

Este sistema es mucho más efectivo en suelos granulares cementados, en rocas meteorizadas, suelos residuales y en arcillas limosas duras. El suelo debe tener suficiente resistencia para resistir un talud vertical de aproximadamente dos metros de altura sin deformación.

5.6.3 Micropilotes

Los micropilotes reticulados fueron desarrollados en Italia y se utilizan para crear bloques rígidos monolíticos, reforzados a profundidades por debajo de la superficie de falla crítica. Los micropilotes son muy similares a los sistemas de clavos. La diferencia principal entre los micropilotes reticulados y el “Nailing”, es que el comportamiento de los micropilotes está influenciado en forma significativa por su arreglo geométrico.

A los micropilotes se les denomina con frecuencia pilotes reticulados o pilotes de “raíz”. Ensayos de campo y modelos de laboratorio (Lizzi, 1985) han demostrado que el trabajo en grupo de los micropilotes reticulados genera capacidades mayores de soporte que grupos de pilotes verticales espaciados (Suárez, 2009).

Los micropilotes son perforaciones de pequeño diámetro dentro de las cuales se coloca un refuerzo de acero y se inyecta lechada a presión para formar un pilote, como lo ilustra la Figura 5.14.

Las cargas son transportadas por la fricción entre el suelo y la lechada, y los refuerzos pueden transmitir fuerzas de tensión y de compresión. Los micropilotes varían comúnmente desde 4 a 10" de diámetro y longitudes entre 20 y 30 m, y son capaces de transmitir cargas hasta de 100 toneladas a tensión o compresión.

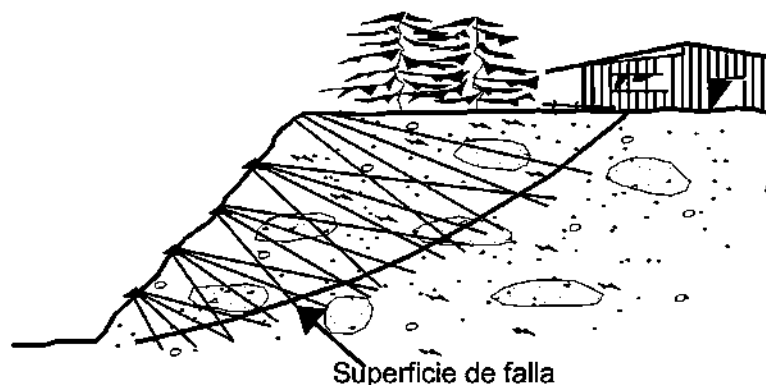


Figura 5.14. Esquema de micropilotes.

Debido a la gran longitud de los elementos comparada con los diámetros, la carga y los esfuerzos son soportados no solamente por el elemento en sí, sino también por el suelo a su alrededor. Los

micropilotes pueden construirse en prácticamente todo tipo de suelos. Los micropilotes en una estabilización típica de deslizamientos se instalan a varios ángulos con la vertical. Los pilotes no reciben carga directa, pero forman una infraestructura interna dándole coherencia a la masa de suelo.

Existe una gran cantidad de tipos de estructura de micropilotes (Figs. 5.28 a 5.30). Desde el punto de vista de análisis, los micropilotes pueden ser diseñados como dos tipos de estructura:

1) Estructura convencional de pilotes

Los pilotes actúan en forma independiente o en grupo dentro de la masa de suelo. En este caso los pilotes se diseñan para soportar cargas de tensión y compresión. Para el caso de deslizamientos este tipo de pilotes son demasiado esbeltos para generar una resistencia significativa sobre la superficie de falla.

En este orden, son comparables a los clavos y generan principalmente resistencia al arrancamiento. Los ángulos semiverticales o de fuerte inclinación a los cuales se colocan los micropilotes, generalmente no son muy eficientes. Los micropilotes que actúan en forma independiente sólo son útiles para deslizamientos relativamente pequeños a medianos o cuando se requiere solamente un mejoramiento marginal en la estabilidad.

La relativa ineficiencia de los micropilotes puede corregirse utilizando un número grande de micropilotes o seleccionando tubos de acero en reemplazo de las barras de refuerzo. Para este caso se acostumbra a analizarlos en forma similar a los clavos. Si el pilote es un tubo puede analizarse como un pilote de cortante.

2) Compuesto suelo-pilotes.

La masa que integra los pilotes funciona como estructura de gravedad. Este caso de estructura de micropilotes reticulada, es muy útil para estabilización de deslizamientos. No existe un procedimiento universalmente aceptado para el diseño de este tipo de micropilotes. Si se asume la masa de suelo como una estructura de gravedad garantizando la estabilidad interna con los refuerzos, puede analizarse como una masa a deslizamiento, a volteo y a estabilidad general del talud.

El número de pilotes que se requiere para amacizar el suelo se determina con criterio heurístico. La masa con micropilotes debe extenderse por debajo del pie del talud para generar fuerzas pasivas. En todos los casos los micropilotes deben extenderse por detrás de las superficies de falla o bloques activos de acuerdo a los análisis de estabilidad.

5.7 SUELO REFORZADO

Las estructuras de tierra reforzada o estructuras de tierra mecánicamente estabilizada (Muros MSE o taludes RSS), son terraplenes donde el suelo es su principal componente y dentro de este, en el proceso de compactación, se colocan elementos de refuerzo para aumentar su resistencia a la tensión y al cortante.

En taludes se puede colocar refuerzo en los terraplenes, o se pueden construir muros MSE, los cuales actúan como estructuras de gravedad. Los muros pueden comportarse como estructuras de contención o contrapesos.

Las estructuras de suelo reforzado consisten en la colocación de tiras o capas de refuerzo en el proceso de compactación de terraplenes con taludes de alta pendiente. Internamente deben su resistencia principalmente al refuerzo y externamente actúan como estructuras masivas por gravedad. Son fáciles de construir. Utilizan el suelo como su principal componente y pueden adaptarse fácilmente a la topografía. Permite construirse sobre cimentaciones débiles, tolera asentamientos diferenciales y puede demolerse o repararse fácilmente, pero se requiere espacio disponible superior al de cualquier otra estructura de contención.

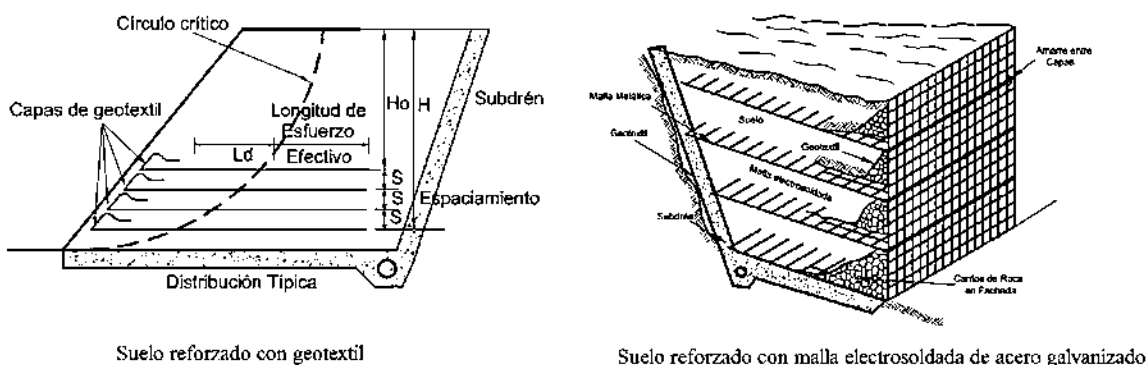


Figura 5.15. Tipos de suelo reforzado.

La tierra reforzada moderna fue inventada y patentada por el arquitecto francés Henri Vidal en los años 1960's, y llegó a América en 1972. Originalmente se utilizaron láminas de acero. Posteriormente se han utilizado mallas metálicas y geosintéticos (Fig 5.15). Estos muros se les conoce como muros de “*tierra mecánicamente estabilizada*” MSE.

Los muros y taludes de suelo pueden ser reforzados con láminas o malla metálica o con geosintéticos (geotextiles o geomallas), como se ilustra en la Figura 5.16. La diferencia entre los diversos tipos de refuerzo se resume en la Tabla 5.3 (Suárez, 2009).

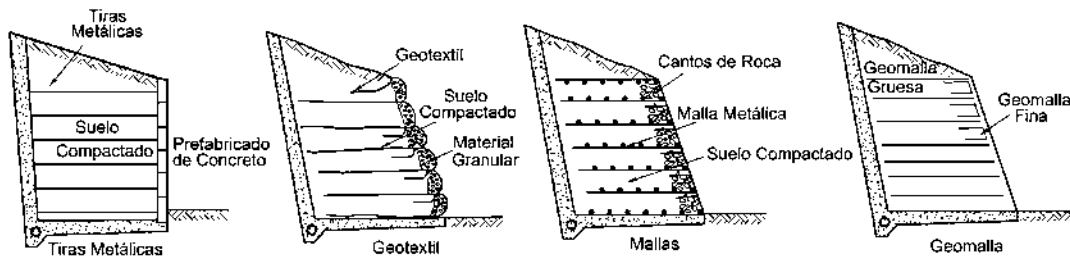


Figura 5.16. Tipos de refuerzo para muros MSE.

Tipo	Ventajas	Desventajas
Refuerzo con tiras metálicas	Los refuerzos metálicos le dan rigidez al terraplén y los prefabricados de concreto en su cara de fachada los hace presentables y decorativos. Existen empresas especializadas dedicadas a su construcción. El agua no se acumula	Las zonas de refuerzo requieren protección especial contra la corrosión. Se requieren características especiales en el relleno utilizado con los elementos de refuerzo. Algunos tipos de muro de tierra armada están cubiertos por patentes.
Refuerzo con malla metálica	La malla le da cierta rigidez al terraplén y las capas no constituyen superficies de debilidad. El efecto de anclaje es mejor. El agua no se acumula entre capas.	Dependiendo del material constitutivo la malla puede descomponerse o corroerse. Hay dificultades para la unión con la fachada
Refuerzo con geomalla sintética	El terraplén es relativamente rígido. Se deforman menos que los de geotextil. El agua no se acumula entre capas.	Dependiendo de la rigidez de la malla puede requerirse un material diferente para la fachada.
Refuerzo con geotextil	Son generalmente muy económicos y fáciles de construir.	Son muy flexibles y se deforman fácilmente. Las capas de geotextil se pueden convertir en superficies de debilidad para deslizamientos. El geotextil se descompone con la luz solar. El agua puede acumularse entre capas.

Tabla 5.3. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de refuerzo (Suárez, 2009).

Se conocen básicamente dos tipos de estructura de suelo reforzado:

5.7.1 Muros de tierra mecánicamente estabilizada (MSE)

Los muros MSE son muros en tierra reforzada con láminas o mallas metálicas o con geosintéticos (Geomallas o Geotextiles). Como criterio general un muro MSE tiene una pendiente de la fachada mayor a 70° con la horizontal, y se comporta como una estructura de contención a gravedad (Fig. 5.17). Estas estructuras se diseñan como muros de contención y se deben diseñar para: Estabilidad general, capacidad de soportes, volcamiento, deslizamiento del muro, deformación excesiva, rotura del refuerzo, extracción del refuerzo, unión refuerzo – fachada, estabilidad de la fachada, entre otras.

Los muros MSE de acuerdo a la AASHTO requieren de materiales de relleno granular relativamente limpio, para una construcción satisfactoria.

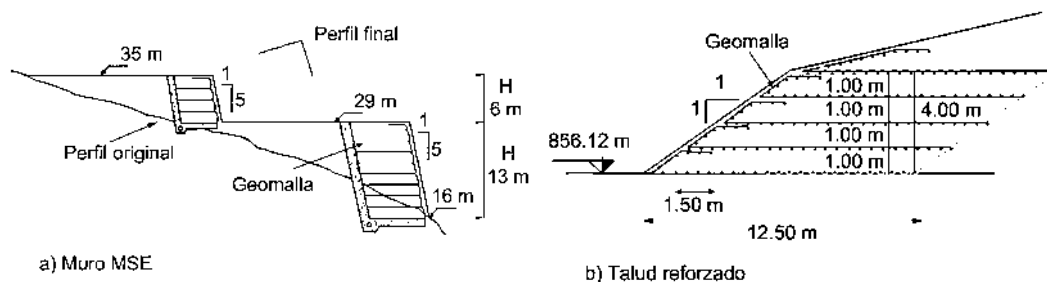


Figura 5.17. Tipos de estructuras de suelo con refuerzo.

5.7.2 Taludes reforzados (RSS)

Son taludes reforzados con refuerzos metálicos o geosintéticos, los cuales tienen inclinación de la fachada menor a 70° . Aunque técnicamente es posible que se diseñen taludes reforzados con pendiente superior a 70° , se recomienda que a partir de esta inclinación las estructuras de suelo reforzadas se diseñen como muros y no como taludes. Los taludes reforzados (RSS) no se diseñan como estructuras de contención sino solamente utilizando sistemas de análisis de estabilidad de taludes por el método del equilibrio límite.

El diseño de taludes RSS utilizando refuerzos de geosintéticos se basa en versiones modificadas de los métodos clásicos de equilibrio límite de taludes. Modelos numéricos y de campo indican que el sistema de diseño de equilibrio límite es relativamente conservador (Christopher, 1990).

Los taludes reforzados no requieren un material de relleno tan granular y limpio como se requiere para los muros MSE y por esta razón en muchas ocasiones es más económico construir un talud reforzado (RSS) que un muro MSE. Hasta la fecha no se conoce de especificaciones AASHTO para el diseño de taludes reforzados (RSS).

Entre los usos de las estructuras de suelo con refuerzo se encuentran las siguientes:

- *Terraplenes para carreteras.* La construcción de muros y taludes reforzados para la conformación de terraplenes en carreteras, es una práctica muy común. La principal ventaja es el menor volumen de relleno que se requiere cuando se coloca refuerzo. Igualmente, los terraplenes con refuerzo se comportan mejor ante eventos sísmicos.
- *Estabilización de taludes en corte.* Cuando existen amenazas de deslizamiento en los cortes de carreteras una alternativa de estabilización es la construcción de un muro MSE. Para poder utilizar los muros de suelos reforzados con geosintéticos para la estabilización de cortes, se requiere que el espacio entre la vía y el talud sea lo suficientemente grande para permitir la construcción del muro. Debe tenerse en cuenta que el ancho del muro debe ser de aproximadamente el 70% de su altura. Igualmente se debe diseñar un sistema de subdrenaje eficiente, para manejar las aguas subterráneas o de infiltración en la interface entre el muro y el talud

- *Conformación de áreas planas en zonas urbanas.* En proyectos de urbanizaciones en zonas de montaña se requiere con frecuencia construir terraplenes para la conformación de áreas planas para las viviendas. La alternativa de utilizar muros de suelo reforzados con geosintéticos es muy atractiva cuando se tienen materiales disponibles para los rellenos. La principal ventaja de estos muros es que se pueden utilizar fachadas de alta pendiente, las cuales utilizan menos espacio que los terraplenes comunes.
- *Estabilización de botaderos de residuos y rellenos sanitarios.* Los muros o diques de suelo reforzado con geosintéticos, se utilizan con mucha frecuencia para construir las estructuras de contención alrededor de botaderos de residuos o rellenos sanitarios (Suárez, 2009).

Po otra parte los refuerzos pueden ser metálicos, típicamente de acero, el cual es usualmente galvanizado o con recubrimientos epóxicos, en seguida se mencionan algunos:

- *Tiras de láminas metálicas.* Las láminas comercialmente disponibles son corrugadas por ambos lados, tienen un ancho de aproximadamente 50 milímetros (2 pulgadas) y espesor de 4 milímetros (5/32 de pulgada).
- *Tiras de mallas metálicas soldadas.* Las malla de acero utilizadas generalmente tienen espaciamientos longitudinales entre 6 y 8 pulgadas, y transversales de 9 a 24 pulgadas.

Otro tipo de refuerzo son los refuerzos de geosintéticos, generalmente se utilizan productos elaborados con polímeros. Por ejemplo:

- *Geomallas de polietileno de alta densidad (HDPE).* Comúnmente consisten en mallas uniaxiales, comercialmente se ofrecen en 6 diferentes resistencias.
- *Geomallas de poliéster cubierto con PVC.* Generalmente consisten en geomallas que están caracterizadas por una tenacidad alta de las fibras de poliéster en el sentido longitudinal.
- *Geotextiles de polipropileno o de poliéster.* Son geotextiles tejidos de alta resistencia, los cuales se utilizan principalmente para la estabilización de taludes. Se han utilizado tanto geotextiles de poliéster como de polipropileno.

5.8 ESTRUCTURAS ENTERRADAS

Los muros enterrados son estructuras esbeltas, las cuales generalmente trabajan con su punta inferior empotrada dentro del material duro. Las estructuras enterradas se colocan dentro del suelo, atravesando la posible superficie de falla y son elementos capaces de resistir esfuerzos a flexión y a cortante. Se conocen varios tipos de estructuras enterradas (Fig. 5.18):

- Tablestacas
- Muros construidos utilizando “slurry”
- Pilotes

- Pilas o Caissons

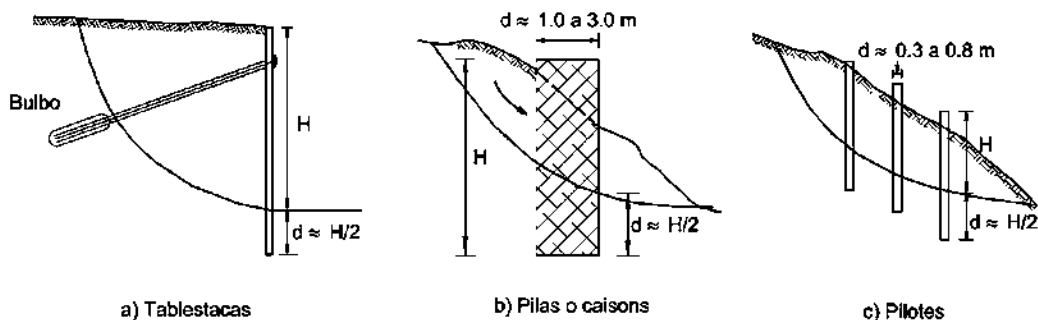


Figura 5.18. Esquema de estructuras enterradas.

5.8.1 Tablestacas

Las tablestacas son estructuras de contención, hincadas, delgadas y esbeltas, las cuales trabajan generalmente a flexión, empotradas o ancladas. Pueden ser de acero, plástico, concreto o madera, siendo las de acero las más utilizadas. El muro de tablestaca está conformado por una serie de pilotes unidos entre sí para formar una pared continua. La integridad del muro depende de las uniones entre pilotes individuales.

Las tablestacas son utilizadas con relativa frecuencia como estructura de contención para la conformación de muelles en ríos o costas. Para su hincado se requiere que el suelo permita la penetración del pilote y no existan bloques o cantos grandes de roca. La sección de la tablestaca depende de la altura de la tierra a retenerse y de las condiciones del suelo y agua, así como del sistema de anclaje de los pilotes. La altura de los muros de tablestacas varía generalmente entre 4.5 y 12 metros.

5.8.2 Pilotes y Pilas

Los pilotes han sido utilizados en ocasiones para la estabilización de deslizamientos activos (Fig. 5.19). El efecto directo es la profundización de la superficie crítica de falla (Fig. 5.20).

Este método sólo es apropiado para deslizamientos poco profundos y suelos que no fluyan entre los pilotes. Los deslizamientos profundos generalmente producen fuerzas laterales muy grandes que no pueden ser resistidas fácilmente por los pilotes.

Los pilotes deben enterrarse en suelo firme y competente para evitar su extracción o inclinación. Es común la utilización de estructuras de concreto armado, uniendo las cabezas de los pilotes para mejorar su rigidez y comportamiento en general.

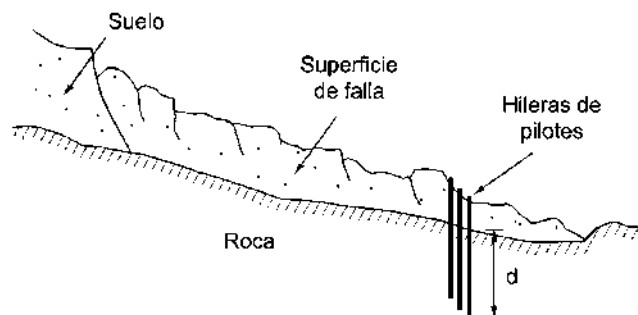


Figura 5.19. Estabilización de un deslizamiento mediante pilotes.

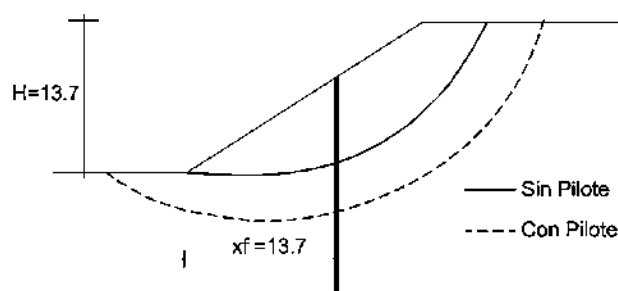


Figura 5.20. Superficie crítica de falla con y sin pilote.

Las pilas o pilotes actúan de forma pasiva y se requieren movimientos horizontales sobre ellos, para que actúen las fuerzas de contención. La resistencia o capacidad de un pilote y su efecto de FS depende de la profundidad a la cual se encuentra hincado el pilote por debajo de las superficies de falla. En los pilotes y pilas pre-excavadas, al excavar se reducen las presiones geostáticas horizontales y éstas no se recuperan nuevamente hasta después de varios años.

Esta reducción varía a lo largo del pilote desde cerca del 4% y es mayor en el sector central del pilote donde puede alcanzar valores de reducción hasta del 30%, para arcillas sobreconsolidadas (Richard et al., 2006). Aunque la estabilización con pilas o pilotes es muy común, no existe un procedimiento de cálculo y diseño universalmente aceptado, pero existen varias propuestas de procedimientos.

5.9 DRENAJE

Los métodos de estabilización de deslizamientos que contemplen el control del agua, tanto superficial como subterránea son muy efectivos y son generalmente, más económicos que la construcción de grandes obras de contención, en cuanto tienden a desactivar la presión de poro, considerada como el principal elemento destabilizante de los taludes. El drenaje reduce el peso de la masa y al mismo tiempo aumenta la resistencia del talud al disminuir la presión de poro.

El drenaje puede ser superficial o profundo. El objetivo principal es el de disminuir la presión de poro, eliminar las fuerzas hidrostáticas desestabilizantes y en esa forma aumentar la resistencia al corte. El FS de cualquier superficie de falla que pasa por debajo del nivel de agua puede ser mejorado por medio de un subdrenaje (Abramson et al., 1995). Los sistemas más comunes para el control del agua son:

- a) Zanjas de coronación o canales colectores
- b) Cortinas subterráneas.
- c) Drenes interceptores.
- d) Subdrenes horizontales o de penetración.
- e) Drenes verticales.
- f) Trincheras estabilizadoras.
- g) Pantallas de drenaje.
- h) Pozos de drenaje.

Las condiciones hidrogeológicas y climáticas rigen la efectividad de los sistemas de drenaje. En el caso del subdrenaje es muy importante el monitoreo después de su construcción, ya que es muy susceptible al deterioro por taponamiento o desgaste. El monitoreo se realiza mediante la instalación de piezómetros antes de construir el sistema, que permite observar el efecto del subdrenaje y a largo plazo dar información sobre la eficiencia.

El volumen de agua recolectada no es necesariamente un indicativo de su efecto, debido a que en suelos poco permeables, se puede obtener una reducción muy importante en las presiones de poro y por lo tanto un aumento en el FS, con muy poco flujo de agua hacia el sistema de subdrenaje. En masas de roca el flujo de agua generalmente, está determinado por las juntas y por lo tanto, cualquier sistema de drenaje debe estar destinado a interceptarlas (Suárez, 2009).

5.9.1 Drenaje superficial

El objetivo principal del drenaje superficial es reducir la infiltración de la escorrentía, evitando a la vez la erosión. Este sistema debe captar la escorrentía tanto de la cuenca hidrológica de la parte superior del talud, como la propia y llevar el agua a un sitio seguro y lejos del movimiento del talud.

a) *Canales o zanjas de corona (cunetas)*

Las zanjas en la corona o parte alta de un talud son utilizadas para interceptar y conducir adecuadamente la escorrentía, evitando su paso por el talud. Estas no deben construirse cerca del borde superior del talud, para evitar que se conviertan en el comienzo y guía de un deslizamiento, en cortes carreteros recientes, esto puede producir la falla de la corona del talud o escarpe, así como generar una nueva superficie de falla en un deslizamiento antiguo (Fig. 5.21).

Las zanjas en la corona deben contar con suficiente pendiente para garantizar un rápido drenaje y se recomienda que sean totalmente impermeabilizadas. Estas requieren de una visita de supervisión previa a la temporada de lluvias o después de un sismo, para verificar si se presentan fisuras o grietas en el impermeabilizante y por ende darle el adecuado mantenimiento.

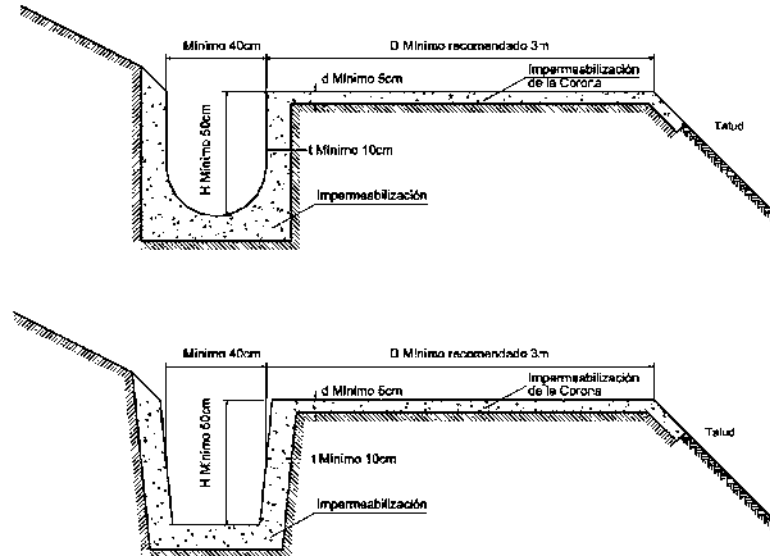


Figura 5.21. Detalles de zanja de la corona para el control de las aguas superficiales en un talud.

b) *Canales colectores en espina de pescado*

Se acostumbra construir canales colectores en espina de pescado para disminuir la infiltración de agua en las áreas arriba de la zanja de coronación del talud, los cuales conducen las aguas recolectadas, por la vía más directa hacia afuera de las áreas vulnerables del talud, entregándolas generalmente a canales en gradería (Fig. 5.22). Y al igual que las zanjas de coronación, deben de impermeabilizarse adecuadamente.

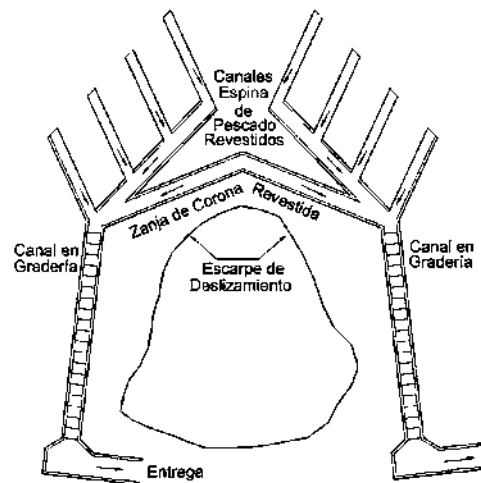


Figura 5.22. Esquema en planta de canales colectores espina de pescado.

c) *Canales interceptores a mitad de talud*

Este tipo de sistema está recomendado para suelos susceptibles a la erosión. Se recomienda construir canales interceptores en todas y cada una de las bermas intermedias del talud (Fig. 5.23). Estos canales deben revestirse apropiadamente conduciendo las aguas a graderías de disipación de energía. Así mismo, deben tener una pendiente tal que impida la sedimentación de materiales. Las bermas deben ser lo suficientemente anchas para que exista un sobre ancho de protección para los canales, esto para evitar que en el caso de producirse derrumbes de las coronas de los taludes se obstruyan los canales.

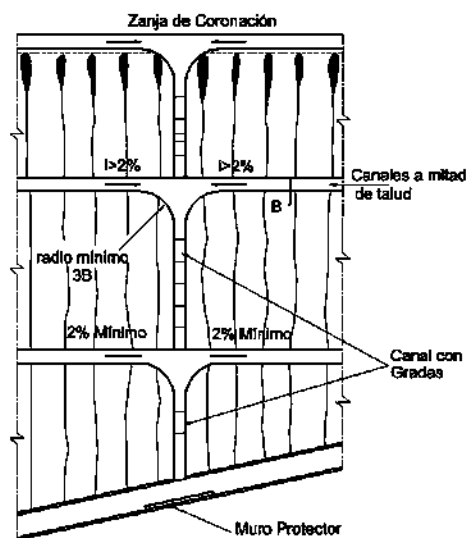


Figura 5.23. Esquema de entrega de canales interceptores a la mitad del talud.

5.9.2 Drenaje subterráneo

El drenaje subterráneo tiene por objeto disminuir las presiones de poro o impedir que estas aumenten. La cantidad de agua recolectada por un sistema de subdrenaje depende de la permeabilidad de los suelos o rocas y de los gradientes hidráulicos. Cuando se instala un dren, generalmente el nivel piezométrico disminuye al igual que el gradiente hidráulico, lo cual disminuye el caudal inicial recolectado por los drenes (Abramson et al., 1995). Estos métodos son más rentables si se incluyen en el diseño y construcción inicial de la obra, que implementarlos como medidas correctivas durante o después de la construcción.

a) *Drenes horizontales o de penetración*

Un dren horizontal o subdren de penetración consiste en una tubería perforada colocada a través de una masa de suelo, mediante una perforación profunda subhorizontal o ligeramente inclinada,

con la cual se busca abatir el nivel freático hasta un nivel que incremente la estabilidad del talud (Fig. 5.24). La principal ventaja es que son rápidos y simples de instalar y se puede obtener un aumento importante del FS del talud en muy poco tiempo. Las perforaciones se realizan a inclinaciones de 5% hasta 20% de pendiente de inicio, pero a medida que avanza la perforación el peso de la tubería hace que esta se deflecte y poco a poco va disminuyendo está pendiente. Un dren de 60 metros de longitud puede quedar hasta dos metros por debajo del nivel de dren propuesto (Suárez, 2009).

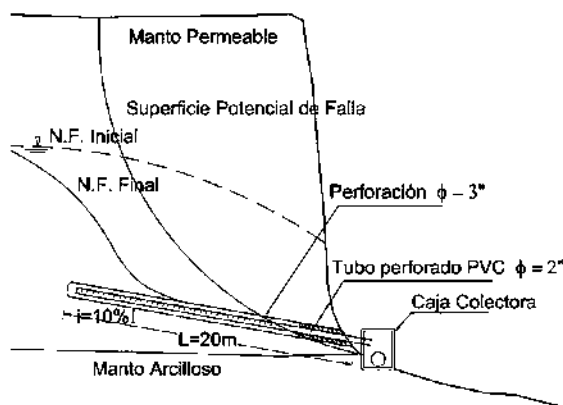


Figura 5.24. Esquema general de la colocación de un subdren de penetración.

La perforación cuenta con un diámetro de aproximadamente 3" a 4", donde albergará tubería perforada con agujeros circulares o ranuras en sentido transversal. Los tubos utilizados son metálicos, de polietileno o PVC con diámetros de 2" a 3" comúnmente. Los orificios de la tubería se hacen generalmente, en diámetros de 5 a 1.5 milímetros con una densidad de 15 a 30 agujeros por metro de tubería (Suárez, 2009).

b) Colchones de drenaje

Los colchones de drenaje son capas de material drenante que se utilizan cuando se tiene una capa delgada (menor a 3 m) de material de mala calidad saturada, a una profundidad no mayor de 4.5 m de un terraplén propuesto, y por debajo de esta se encuentra un estrato de material de mejor calidad (Fig. 5.25). El fondo de la excavación debe estar cubierta con una capa de material grueso permeable de 15 a 60 cm de espesor envuelto por dos mantos de geotextiles con un tubo perforado incrustado en él para capturar el flujo. Para evitar el taponeo de los agujeros por la vegetación, el metro y medio del extremo de salida del tubo no debe ser perforado (Abramson et al., 1995).

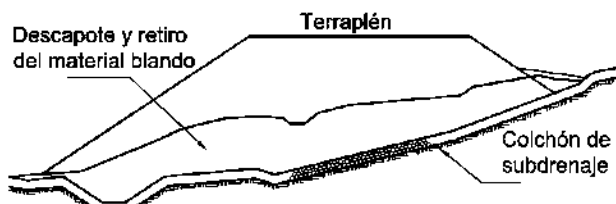


Figura 5.25. Colchón de drenaje colocados debajo de un terraplén.

c) *Trincheras estabilizadoras*

Las trincheras estabilizadoras son zanjas profundas y anchas construidas generalmente, con maquinaria pesada de movimiento de tierras que en su fondo y/o paredes laterales lleva un colchón de filtro, un dren interceptor o un sistema de drenes tipo espina de pescado. La zanja posteriormente se rellena con enrocado o con material común de acuerdo a las necesidades específicas del caso. Generalmente, la trinchera se excava a profundidades superiores a las de la superficie de falla (Fig. 5.26). Este tipo de subdrenes en ocasiones, no ha tenido éxito porque al excavar se activan deslizamientos de tierra de gran magnitud. El sistema de trinchera trabaja como un dren interceptor profundo y en su diseño deben tenerse en cuenta los requisitos de este tipo de drenes (Suárez, 2009).

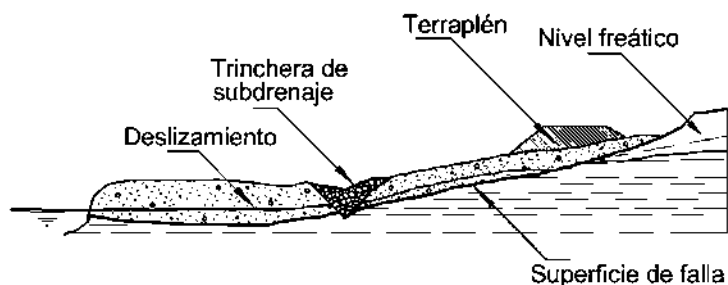


Figura 5.26. Esquema de una trinchera estabilizadora.

d) *Pantallas de drenaje*

Las pantallas de drenaje son estructuras que se colocan sobre la superficie del talud para impedir la erosión que ocasiona la infiltración de agua subterránea. Su apariencia es muy similar a un muro de contención (Fig. 5.27), estas estructuras constan de tres elementos básicos:

- 1) *Filtro sobre la superficie del talud.* Este filtro puede ser material granular o geotextil con material grueso, el cual se coloca cubriendo toda el área de exfiltraciones. Este filtro debe cumplir las especificaciones indicadas para filtros en subdrenes de zanja.
- 2) *Estructura de contención o retención.* Esta estructura tiene por objeto mantener en su sitio el filtro y ayudar a la contención de la masa de suelo sobre la cual actúa el gradiente hidráulico, al aflorar el agua. La estructura de contención puede ser un muro en gaviones, enrocado, muro criba, etc.
- 3) *Subdren colector.* Este subdren se coloca en el pie del talud para recoger el agua captada por la pantalla y conducirla a un sitio seguro.

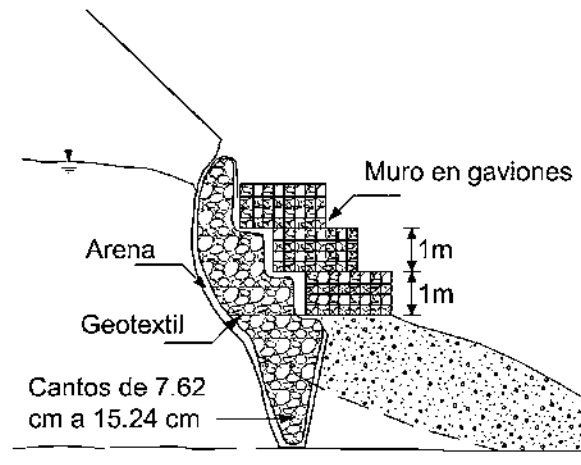


Figura 5.27. Ejemplo de pantalla de drenaje con gaviones.

e) *Pozos verticales de drenaje*

La función principal de los pozos verticales de drenaje es disminuir la presión de poro en las capas que están en el fondo del subsuelo, a estas capas no se puede llegar por los métodos de excavación a cielo abierto o con drenes horizontales, debido a las dificultades de construcción y los altos costos que conlleva. Los pozos verticales de drenaje son orificios verticales con un diámetro de aproximadamente de 40 a 60 cm, dentro del orificio se coloca un tubo perforado con un diámetro de 10 a 20 cm. El espacio anular entre el pozo y el tubo debe ser llenado con material filtro. Para eliminar el agua acumulada en los pozos se requiere de un sistema de bombeo y mantenimiento frecuente, por lo cual es costoso. Sucesivamente, se pueden utilizar drenes horizontales para la eliminación de agua, en la Figura 5.28 se muestra un ejemplo de esta propuesta (Abramson et al., 1995)

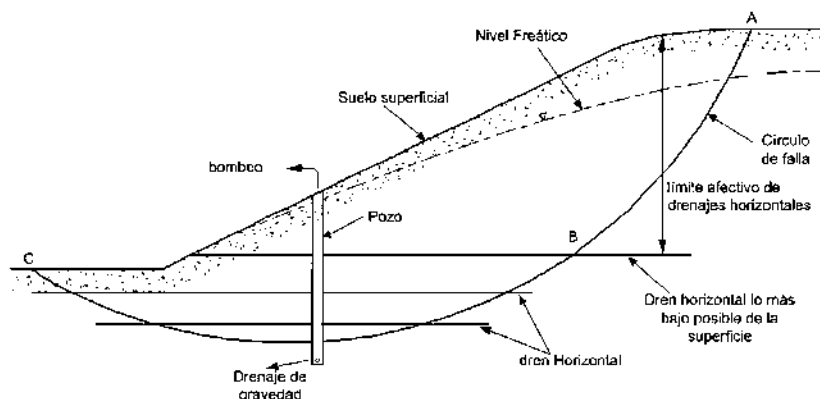


Figura 5.28. Sistema de pozo vertical con drenes horizontales para la estabilización de los deslizamientos.

5.10 MEJORAMIENTO DEL SUELO

Las técnicas de mejoramiento de la resistencia del suelo incluyen procesos físicos y químicos que aumentan la cohesión y/o la fricción del suelo modificado o de la mezcla suelo-producto estabilizante (Tab. 5.4). Las obras pueden ser definitivas o pueden ser temporales de acuerdo al método utilizado.

Método	Ventajas	Desventajas
Inyecciones de cemento, cal o químicos	Endurecen el suelo y pueden cementar la superficie de falla.	La disminución de permeabilidad puede ser un efecto negativo.
Magnificación	Convierte el suelo en roca al utilizar rayos especiales desarrollados por la industria espacial.	Su utilización en la actualidad, es solamente para uso experimental.
Congelación	Endurece el suelo al congelarlo.	Efectos no permanentes.
Electro-ósmosis	Reduce el contenido de agua.	Utilización para estabilización no permanente.
Explosivos	Fragmentan la superficie de falla.	Su efecto es limitado y puede tener efectos negativos.
Compactación profunda o columnas de piedra	Se puede mejorar el suelo en la zona de la superficie de falla. Los equipos alcanzan grandes profundidades.	Los equipos de compactación profunda son costosos. En el proceso se pueden generar presiones de poros.

Tabla 5.4. Ventajas y desventajas de los principales métodos de mejoramiento del suelo (Suárez, 2009).

Las inyecciones pueden consistir de materiales cementantes, tales como el cemento y la cal o de productos químicos tales como silicatos, ligninas, resinas, acrilamidas y uretanos. Generalmente, las inyecciones de cemento o de cal se utilizan en suelos gruesos o en fisuras abiertas y los productos químicos en materiales menos permeables (Suárez, 2009).

La estabilización térmica consiste en pasar gases a temperaturas cercanas a 1000°C por ductos o huecos dentro del suelo. Lo que endurece al suelo debido a que a temperaturas superiores a los 400°C, ocurren cambios en la estructura cristalina de los minerales de arcilla, especialmente la pérdida de elementos OH. Estos cambios son irreversibles y producen modificaciones sustanciales en las propiedades físicas de los suelos.

El proceso de Magnificación consiste en fundir el suelo a temperaturas de cristalización de más de 5000°C, en tal forma que se produce un magma artificial, el cual se enfría y cristaliza posteriormente para convertirse en roca. Este procedimiento ha sido desarrollado por la NASA y actualmente está en experimentación por universidades de los Estados Unidos (Suárez, 2009).

La congelación del suelo consiste en disminuir la temperatura del terreno en tal forma que el agua se convierte en hielo. Generalmente, la congelación se emplea en excavaciones en suelos blandos saturados, esta técnica permite la formación de una pared provisional, la cual se mantiene estable durante la excavación. La congelación depende de las características geológicas e hidrológicas

del sitio, y los tipos de suelo presentes, así como de sus propiedades térmicas y contenido de aguas.

El incremento de la densidad o compactación de un suelo se puede lograr a grandes profundidades con la implementación de pilotes de compactación, vibrocompactación profunda, compactación dinámica y compactación con explosivos.

5.11 CONTROL DE CAÍDOS Y DESLIZAMIENTOS EN ROCA

Los caídos de roca representan una de las amenazas que producen un mayor riesgo para la integridad de las personas, especialmente en las vías de comunicación. Igualmente, en la industria minera se requiere manejar los taludes en roca para controlar los riesgos inherentes a los deslizamientos masivos de los macizos rocosos y los caídos de bloques de roca.

La estabilización de un macizo rocoso tiene por objeto reducir la posibilidad del movimiento de los bloques o masa de roca. La estabilización también ayuda a disminuir los procesos de deterioro del macizo, el cual puede conducir a la inestabilidad. La estabilización de los macizos rocosos puede lograrse mediante: refuerzo del macizo, conformación de la superficie del talud o construyendo obras de drenaje y/o subdrenaje.

5.11.1 Refuerzo del macizo

Entre los refuerzos de macizos rocosos se encuentran los siguientes:

- a) *Pernos*
- b) *Anclajes Tensionados*
- c) *Mallas Ancladas*
- d) *Pantallas Ancladas*
- e) *Muros de Contención*
- f) *Bloques de Soporte (“pie de amigo”)*
- g) *Concreto Lanzado o Gunita*
- h) *Rugorización de superficies lisas*
- i) *Llaves de Cortante*

5.11.2 Drenaje y subdrenaje

Al mejorar las condiciones de drenaje o subdrenaje se incrementan las condiciones de estabilidad. Las obras de drenaje, generalmente, son más económicas que las estructuras de contención y en la mayoría de los casos el drenaje y subdrenaje se requiere para complementar el efecto de las obras de refuerzo estructural del macizo.

a) Drenaje Superficial

El drenaje adecuado de la superficie del talud disminuye la infiltración del agua de escorrentía y permite controlar los procesos de erosión. Entre los métodos de drenaje superficial se encuentran los siguientes:

- Drenar las depresiones donde se acumula agua, arriba de la cabeza del talud.
- Reconformar la superficie del talud y del área arriba de la cabeza para facilitar el flujo de la escorrentía.
- Sellar o cubrir las aberturas de las discontinuidades y/o las áreas permeables utilizando concreto, asfalto, lechadas o plásticos para impedir la infiltración de agua.
- Desviar las aguas de escorrentía utilizando zanjas revestidas, lavaderos, alcantarillas y box couverts, graderías, etc.
- Revegetalización.
- Impermeabilización de las superficies expuestas.

5.11.3 Conformación de la superficie

La estabilización de un talud en roca puede lograrse removiendo los bloques o masas de roca inestable. En todos los casos debe garantizarse que el talud conformado sea estable y con la modificación de la superficie del talud no se facilite su deterioro y falla futura.

La remoción puede no ser efectiva en rocas blandas como las arcillolitas, donde se pueden acelerar procesos de descomposición de la roca.

a) Descargue de la Parte Superior del Macizo

Cuando la parte superior del talud está compuesta por roca muy fracturada o meteorizada, puede ser efectivo tender el talud en la parte superior o construir una berma alta. Estas bermas requieren comúnmente anchos de aproximadamente cinco metros para permitir el trabajo de las retroexcavadoras o buldóceres. Igualmente, se puede requerir excavar una vía de acceso para los equipos. Para el diseño de los descargues generalmente, se utilizan análisis de equilibrio límite.

b) Remoción de voladizos o taludes negativos

Cuando existen voladizos o taludes negativos (“overhangs”) se puede eliminar el riesgo, removiendo los bloques o masas de roca que sobresalen de la fachada del talud. En estos casos pueden requerirse voladuras controladas o utilizando pre-corte.

c) Terraceo

La construcción de bermas o gradas puede mejorar la estabilidad general del talud en roca. Generalmente, se trata de remover las masas sueltas o inestables y de producir una nueva superficie del talud que impida o controle los caídos de roca. En ocasiones, este trabajo es muy difícil y se requiere de operarios especializados en alpinismo.

Una alternativa es el uso de canastas descolgables. Un componente importante de este trabajo es la remoción de árboles o vegetación indeseable, especialmente arriba de la corona de los taludes. El crecimiento de raíces en las fracturas puede desestabilizar el macizo de roca y la fuerza del viento sobre los árboles puede actuar como elemento desestabilizador.

5.11.4 Retención o control de los caídos

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

a) Bermas

La excavación de bermas intermedias puede aumentar la amenaza de los caídos; comúnmente esta técnica no se recomienda para el control de caídos de roca. Los caídos tienden a saltar en las bermas y alcanzar distancias horizontales mayores de caída; sin embargo, el diseño de bermas anchas puede ser muy útil para ciertos casos de caída, especialmente de residuos de roca.

b) Trincheras

Una trinchera o excavación en el pie del talud puede impedir que la roca afecte la calzada de una vía y representa una solución muy efectiva cuando existe espacio adecuado para su construcción. Se requiere diseñar el ancho, profundidad, pendiente y capacidad de almacenamiento de la trinchera. El ancho y profundidad de las trincheras está relacionado con la altura y la pendiente del talud (Ritchie, 1963).

c) Barreras y muros

Existe una gran variedad de barreras de protección y sus características y dimensiones dependen de la energía y dinámica de los caídos. Las barreras pueden ser de roca, suelo, tierra armada, muros de concreto, pilotes, gaviones, bloques de concreto o mallas y cables (Suárez, 2009).

d) Muros “Alcancía”

Los muros alcancía son barreras que utilizan muros de concreto, gaviones, bloques de roca o suelo reforzado. Los muros interceptores se utilizan como una barrera que suspende el proceso de rodado o salto de bloques de roca hasta de dos metros de diámetro e impide que estos alcancen la vía o estructura que se requiere proteger. Estas paredes permiten interceptar bloques de mayor tamaño que las barreras de malla o las trincheras interceptoras.

Se pueden construir utilizando concreto simple armado o ciclópeo, gaviones o suelo reforzado. En ocasiones se construyen los muros-barrera junto a las trincheras para aumentar su capacidad de intercepción y/o almacenamiento de bloques.

e) Barreras de malla y cables y atenuadores

Las barreras metálicas deben ser capaces de interceptar los bloques en su trayectoria y absorber su energía cinética. La capacidad para absorber energía depende de la resistencia mecánica de los elementos constitutivos, de sus características esfuerzo-deformación y de la estabilidad general del sistema. Una barrera típica consiste en un sistema de malla y cables sostenido por vigas o postes empotrados en el suelo. Existen dos sistemas de barrera de malla y cables.

El sistema tradicional utiliza postes metálicos relativamente rígidos enterrados en el suelo, a los cuales se amarran cables de acero y se adosan mallas de alambre. El sistema “flexible” utiliza un sistema totalmente flexible suspendido de cables.

Este último permite capturar bloques con menor daño sobre la malla. El principio que se utiliza es el que las barreras flexibles disipan la energía de los bloques en movimiento (Suárez, 2009).

6 RESULTADOS

6.1 DESCRIPCION DE LA ZONA DE ESTUDIO

El talud en estudio se encuentra en la antigua carretera México-Morelia, en el tramo Huajúmbaro-Morelia km 207+234, popularmente conocida como carretera Mil Cumbres, dicha carretera inicia en Morelia, para primeramente cruzar el municipio de Charo, zona en la que se encuentra el talud en estudio, seguido de esto atraviesa el municipio de Tzitzio, Indaparapeo, Querendaro y Ciudad Hidalgo.

El talud en estudio se encuentra en la zona sísmica C, de acuerdo a la regionalización sísmica de CFE, donde se registran sismos no tan frecuentemente o son zonas afectadas por altas aceleraciones pero que no sobrepasan el 70% de la aceleración del suelo.

De acuerdo a datos de INEGI la zona no se encuentra en una falla o fractura geológica, existiendo estas solamente a los alrededores del talud, como se ilustra en la Figura 6.1 a). En el atlas nacional de riesgos realizado por el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), se encontró que el talud está en la parte exterior, pero cercana a los límites, de la zona de la región potencial de deslizamientos de taludes naturales denominada Eje Neovolcánico, lo anterior se ilustra en la Figura 6.1 b).



Figura 6.1 a). Fallas y fracturas en Charo, b) Regiones potenciales de deslizamiento.

El talud en estudio se encuentra en el municipio de Charo, en la población “El Alamo”, a 31 Km de la ciudad de Morelia, dicho municipio se localiza al norte del Estado de Michoacán, entre los paralelos 19°32’ y 19°48’ de latitud norte; los meridianos 100°54’ y 101°07’ de longitud oeste; altitud entre 1300 y 2800 m. Colinda al norte con los municipios de Tarímbaro, Álvaro Obregón e Indaparapeo; al este con los municipios de Indaparapeo y Tzitzio; sur con el municipio de Tzitzio y el municipio de Morelia, al oeste con el municipio de Morelia y el municipio de

Tarímbaro. Su relieve lo conforman la Sierra Madre del Sur (31.88%) y Eje Neovolcánico (68.12%). Su temperatura varía de 14 – 20°C, con precipitaciones de 700 – 1200 mm.

El clima es templado subhúmedo con lluvias en verano, de mayor humedad (53.81%), semicálido subhúmedo con lluvias en verano, de humedad media (26.19%), templado subhúmedo con lluvias en verano, de humedad media (18.95%) y templado subhúmedo con lluvias en verano, de menor humedad (1.05%) (SMG, 2009).

De acuerdo a SGM (2009), Las rocas existentes en la zona son (Figura 6.2):

- Ígnea extrusiva: andesita-brecha volcánica intermedia (47.48%), brecha volcánica intermedia (16.64%), toba ácida (9.53%), volcanoclástica (4.78%), dacita-toba ácida (4.78%), andesita (3.67%), toba intermedia-brecha volcánica (2.81%), basalto (0.36%) y dacita-brecha volcánica ácida (0.33%).
- Sedimentaria: arenisca-conglomerado (1.69%), limonita-arenisca (1.42%) y conglomerado (1.16%).

De acuerdo a SGM (2009), el tipo de suelo existente es: aluvial (4.33%) y lacustre (0.01%).

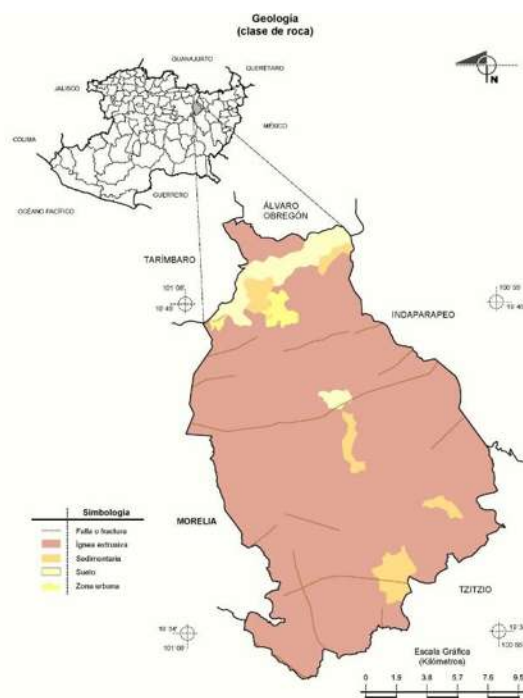


Figura 6.2. Geología del municipio de Charo (SGM, 2009).

6.2. ESTUDIOS IN SITU

Se realizaron visitas a campo frecuentemente para la obtención de datos de campo y recolección de muestras. Los datos obtenidos en campo fueron: la caracterización de la matriz rocosa,

zonificación en base a criterios litológicos-estructurales y descripción de las discontinuidades, así como el levantamiento topográfico del talud.

6.2.1 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico se realizó en el mes de octubre, obteniendo la topografía del talud mediante secciones, a cada 10 metros, para tener gran exactitud y poder triangular, con esta información se generó el perfil del talud “El Alamo”. En la Tabla 6.1 se muestran los datos más importantes del levantamiento, mientras que en las Figuras 6.3 y 6.4 se muestran el levantamiento topográfico en planta y corte longitudinal, junto con la representación de los límites entre los estratos litológicos, para poder obtener los espesores necesarios al momento de modelar el fenómeno.

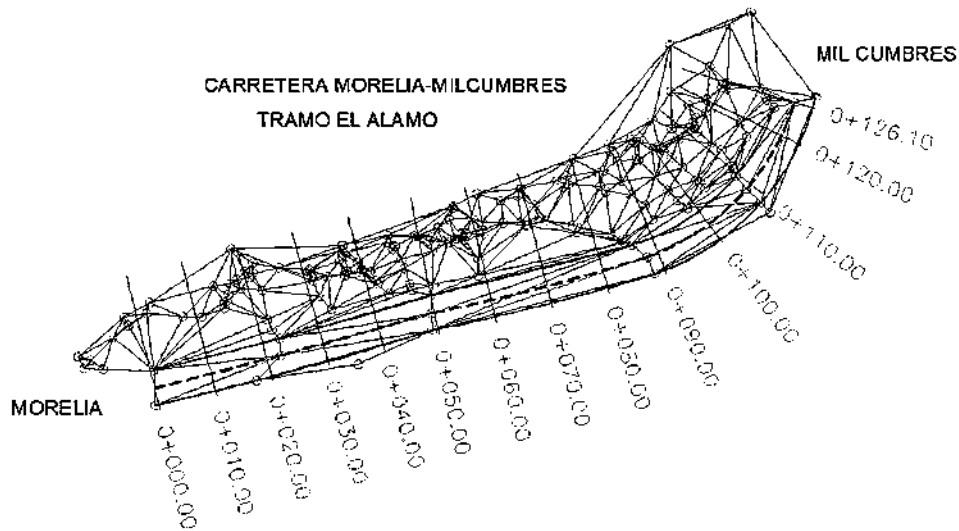


Figura 6.3. Planta topográfica talud “El Alamo”.



Figura 6.4. Corte longitudinal talud “El Alamo”.

Datos del talud "El Alamo"	
Altura	24.00 metros
Longitud	146.00 metros
Inclinación	75°
Dirección	302°
Estratos	Roca Andesítica, Brecha volcánica, suelo ML

Tabla 6.1. Descripción del talud “El Alamo”.

6.2.2 Caracterización de la matriz rocosa en campo

El macizo rocoso del talud “El Alamo” está conformado por tres estratos litológicos, en el extremo derecho superior e izquierdo superior se tiene una roca andesita de color rosa claro, altamente fragmentada, de muy baja rugosidad y con una resistencia a compresión simple de 129 MPa de acuerdo a los ensayos de carga puntal realizados (Anexo E1).

En la parte intermedia superior del talud se tiene brecha volcánica de color café claro, altamente fracturada, con una resistencia a compresión simple de 5 MPa de acuerdo a los ensayos de carga puntal realizados (Anexo E2).

Lo anteriormente mencionado es congruente de acuerdo a los datos proporcionados por el Servicio Geológico Mexicano (2009), en la carta geológica del municipio de Charo, con clave geodésica 16022.

6.2.3 Descripción de las discontinuidades

Los datos de las discontinuidades se tomaron dividiendo el talud en 8 zonas, en cada zona se obtuvieron los datos de: orientación, abertura, relleno y rugosidad; En la Tabla A1 del Anexo A se muestran los datos obtenidos.

El macizo rocoso en sus ocho zonas presenta una abertura de 2 mm, con poco relleno proveniente de la capa vegetal y del deterioro de la roca andesítica misma; cuenta con una rugosidad que va de 6-8 de acuerdo a los perfiles tipo de Barton y Chubey, 1977 (descritos en el subcapítulo 3.3.3), se trata de un tipo IV; la resistencia de la roca de acuerdo a los ensayos con esclerómetro es de 110 MPa de acuerdo a los resultados descritos en la tabla del Anexo F1.

6.3 ESTUDIOS EN LABORATORIO

La caracterización de los materiales que conforman al talud “El Alamo” se llevó a cabo mediante ensayos de laboratorio, tanto para la roca Andesítica, brecha volcánica y suelo (ML); de acuerdo a los parámetros necesarios para la modelación del fenómeno, se hicieron las pruebas correspondientes siguiendo la normativa que las rige.

6.3.1 Caracterización del suelo

La clasificación del material se realizó empleando el sistema SUCS descrito en el subcapítulo 3.4.1, para lo cual se determinó la granulometría del suelo por tamizado y la obtención de sus límites de consistencia.

La granulometría del suelo resultó con un porcentaje de gravas del 0%, de arenas del 47% y suelo fino del 53%, con lo cual se determinó que se trata de un suelo fino y para obtener su clasificación se procedió a realizar la prueba de límites de consistencia; se obtuvo un porcentaje de límite líquido del 45%, por lo que se trata de un material de baja compresibilidad, el límite plástico obtenido fue del 30.19%, con lo cual el índice plástico resultó de 15.21%, de esta forma el suelo se clasificó como un limo de baja compresibilidad (ML). En la Tabla 6.2 se muestran los resultados obtenidos de las pruebas de granulometría y límites de consistencia, mientras que en el Anexo B se muestran la curva granulométrica y curva de fluidez del suelo.

Prueba	Parámetro	Valor
Granulometría (M-MMP-1-06-03)	Material >3" (%)	0
	Gravas (%)	0
	Arenas (%)	47
	Finos (%)	53
	D ₁₀	0.004
	D ₃₀	0.017
	D ₆₀	0.12
Límites de consistencia (M-MMP-1-07-07)	Límite Líquido (%)	45.4
	Límite Plástico (%)	30.19
	Índice Plástico (%)	15.21
	Contracción Volumétrica (%)	25.34
	Contracción Lineal (%)	10.29
Clasificación SUCS		ML

Tabla 6.2. Resumen de datos obtenidos en prueba de granulometría y límites de consistencia.

Siguiendo con la caracterización del suelo, se realizó la prueba de densidad de sólidos (S_s) como se describe en el subcapítulo 3.4.1; es de importancia mencionar que el peso volumétrico húmedo de campo no se pudo obtener debido al comportamiento del material en campo, por lo que se obtuvo su peso volumétrico seco máximo (γ_d) y su porcentaje de humedad óptima ($W_{opt.}$), realizando la prueba Proctor estándar; información necesaria para aplicar las pruebas de corte directo. En la Tabla 6.3 se muestran los resultados de las pruebas de densidad de sólidos y Proctor estándar, mientras que en el Anexo C se muestra la curva de compactación del suelo y formato de cálculo para la densidad de sólidos.

Prueba	Parámetro	Valor
Densidad de Sólidos (Norma M-MMP1-05/03)	S_s (Adimensional)	2.80
Proctor estándar (Norma 698-91 ASTM)	$W_{opt.}$ (%)	28.30
	$\gamma_{dmax.}$ (ton/m ³)	1.45

Tabla 6.3. Resultados de la prueba de densidad de sólidos y Proctor estándar.

Los especímenes elaborados en la prueba de corte directo se realizaron con los datos de la Tabla 6.3, siguiendo el procedimiento descrito en el subcapítulo 3.4.1.7.1 , tanto para la prueba de corte directo Consolidada – No Drenada (CU) como para la Consolidada – Drenada (CD); se ensayaron cuatro especímenes por prueba (CU y CD), cada uno con un esfuerzo normal que son de: 0.62, 1.25, 2.49 y 3.12 kg/cm², que describen el comportamiento del material a lo largo de la altura del talud, ya que dependen de la profundidad y peso volumétrico del material.

En la prueba CU, de acuerdo al procedimiento de la norma española UNE 103401,1998, se ensayaron los especímenes a una sola velocidad de prueba de 0.5 mm/min. Como menciona la norma, esta velocidad es lo suficientemente rápida como para que no se disipe la presión de poro. De esta prueba se obtuvieron los parámetros de la envolvente de falla de esfuerzos totales, es decir, el ángulo de fricción total (ϕ_{cu}) y la cohesión total (C_{cu}).

Se inició con la prueba de corte directo Consolidada – No Drenada (CU), donde se tienen dos etapas, en la primera se consolida el material, bajo una carga que proporciona el esfuerzo normal deseado y aunado al área del espécimen, dicha carga de consolidación se aplica durante 24 hrs, para lograr la estabilización del espécimen bajo esa carga. En la Figura 6.5 se muestran las curvas de consolidación de los cuatro especímenes de la prueba CU.

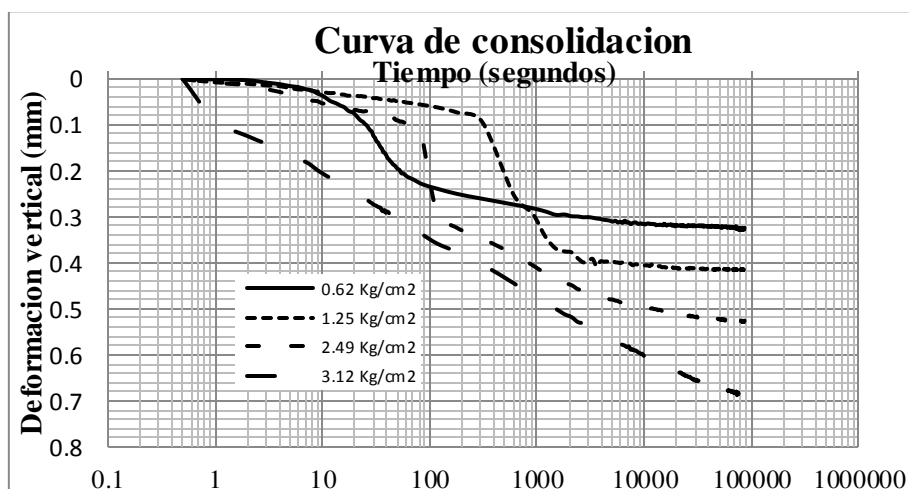


Figura 6.5. Curvas de consolidación para los especímenes de corte directo CU.

Terminada la etapa de consolidación, se inició la segunda etapa correspondiente a la determinación de su resistencia al corte, la cual como se menciona anteriormente se realizó a una

velocidad de prueba de 0.5 mm/min. De esta forma se llevó a la falla a cada espécimen, cada uno con un esfuerzo normal diferente como se describió anteriormente, registrando sus lecturas de deformación horizontal, vertical y carga, obteniéndose principalmente su gráfica esfuerzo cortante vs deformación horizontal. Una vez fallado el material, se regresó a su posición inicial y se probó cuatro veces más, para encontrar el valor al cual decaía su resistencia al corte y con esto su resistencia residual al corte. De cada espécimen se encontró así su resistencia al corte pico y residual. En la Figura 6.6 se muestran las gráficas Esfuerzo cortante vs Deformación horizontal, cabe mencionar que la deformación horizontal es acumulada para poder observar de mejor manera cada etapa de falla a la cual se llevó al espécimen.

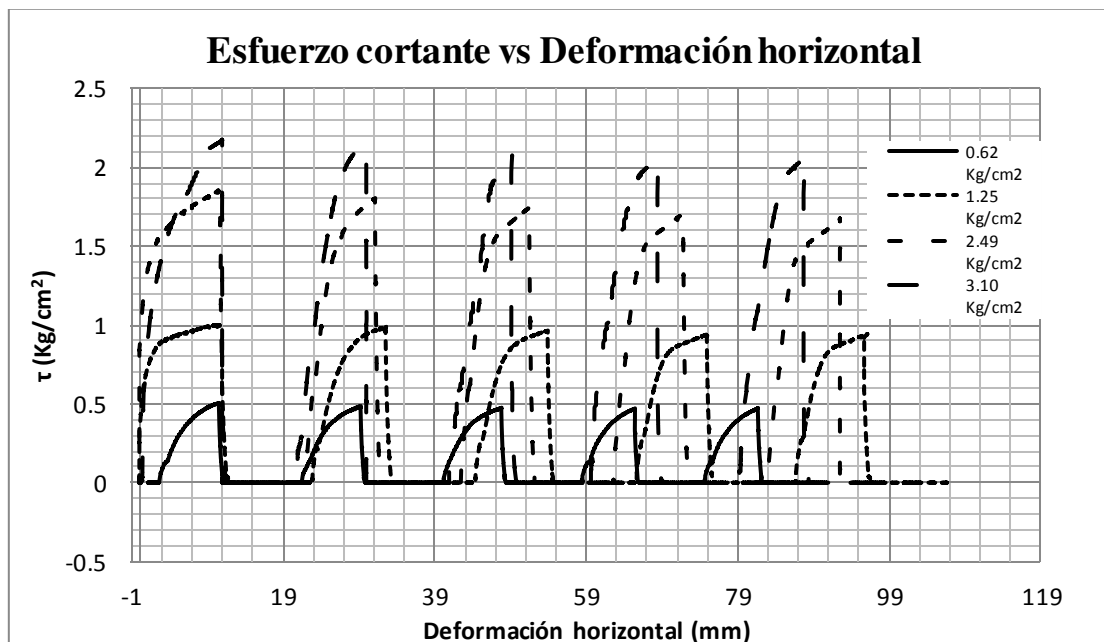


Figura 6.6. Curvas Esfuerzo cortante vs Deformación horizontal para los especímenes de CU.

De la Figura 6.5 se obtuvieron los esfuerzos cortantes pico y residual de cada espécimen, teniéndose de esta forma un esfuerzo cortante pico y otro residual para cada esfuerzo normal, en la Tabla 6.4 se muestra estos datos.

σ_n (Kg/cm ²)	τ_{pico} (Kg/cm ²)	$\tau_{residual}$ (Kg/cm ²)
1.25	0.9997	0.934
2.49	1.8584	1.644
3.12	2.1761	2.031
0.62	0.5053	0.464

Tabla 6.4. Esfuerzos normales y cortantes (pico y residual) de la prueba de corte directo CU.

Una vez obtenidos los esfuerzos cortantes (picos y residuales) y normales, se graficaron para obtener la envolvente de falla pico y residual, de esta forma determinar el ángulo de fricción pico

y residual, de la misma manera la cohesión pico y residual. En la Figura 6.7 se muestran las envolventes de falla.

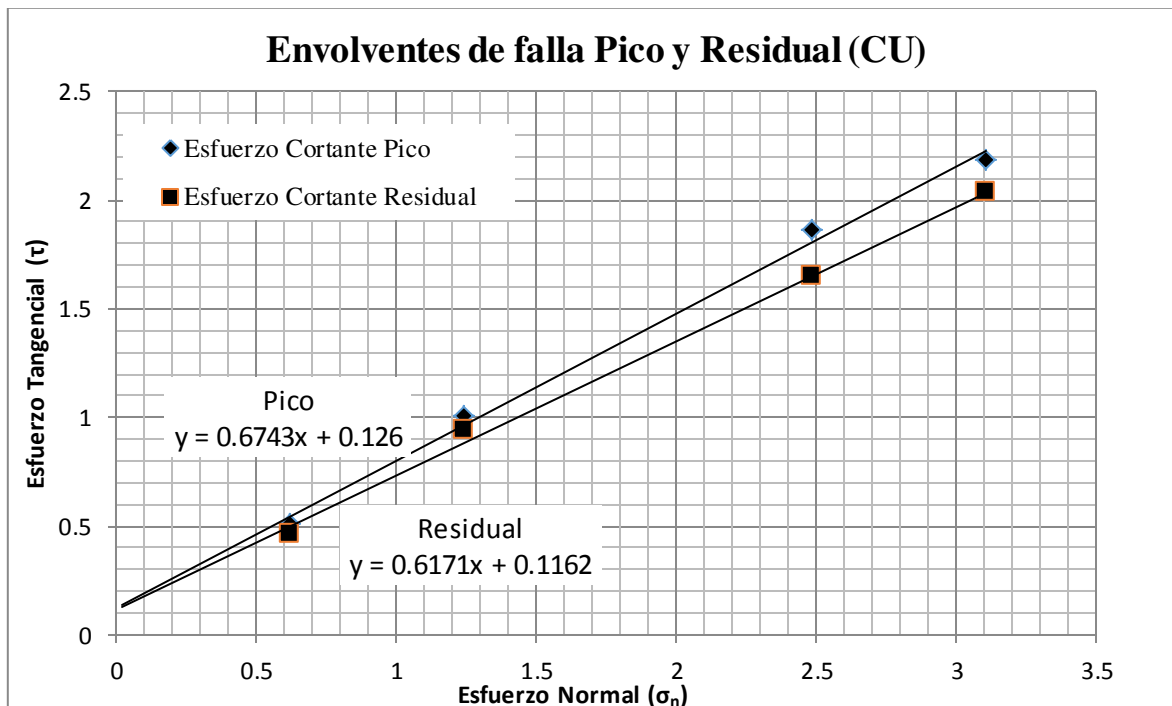


Figura 6.7. Envolturas de falla pico y residual.

De esta forma se obtuvo un ángulo de fricción pico ($\phi_{cu(pico)}$) de 33.99° y una cohesión pico ($C_{cu(pico)}$) de 0.126 Kg/cm^2 , para la envolvente de falla pico; por otro lado en la envolvente de falla residual se obtuvo un ángulo de fricción residual ($\phi_{cu(residual)}$) de 31.67° y una cohesión residual ($C_{cu(residual)}$) de 0.1162 Kg/cm^2 . Parámetros que se utilizarán para modelar el fenómeno presente en campo a corto plazo.

Para una mejor caracterización del material se realizó de igual forma la prueba de corte directo Consolidada – Drenada (CD), con lo cual se puede analizar el fenómeno a largo plazo, en un periodo de tiempo en el cual se logre disipar la presión de poro, y por lo tanto realizar el análisis con los parámetros de la envolvente de falla de esfuerzos efectivos.

La prueba de corte directo CD se realizó con cuatro especímenes, aplicándoles los mismos esfuerzos normales de la prueba de corte directo CU ($0.62, 1.25, 2.49$ y 3.12 kg/cm^2); el ensayo cuenta con dos etapas, la primera etapa es la consolidación del espécimen bajo una carga que dé el esfuerzo normal deseado, esta etapa es similar a la consolidación de la prueba de corte directo CU. En la Figura 6.8 se muestran las curvas de consolidación obtenidas en los cuatro especímenes ensayados.

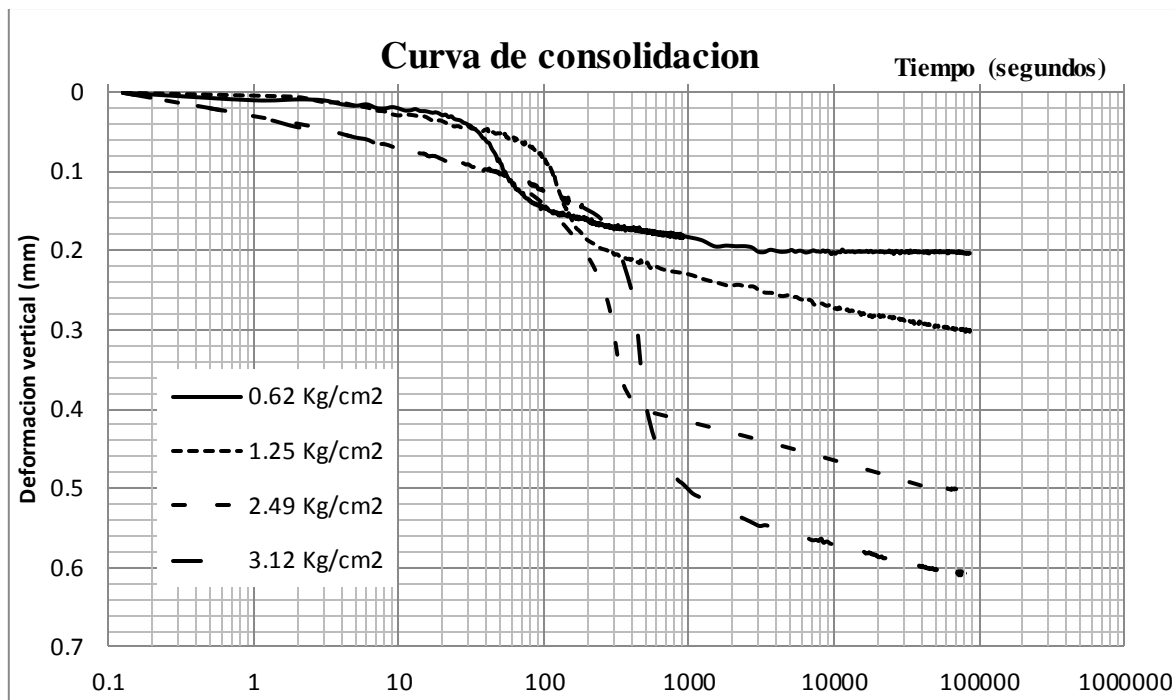


Figura 6.8. Curvas de consolidación de las pruebas de corte directo CD.

Terminada la etapa de consolidación, se procede a calcular la velocidad de falla a emplear, de acuerdo a lo descrito en el subcapítulo 3.4.1.7.1, además se determinaron los T_{50} de cada curva de consolidación, para llegar a obtener la velocidad de falla de cada espécimen; en la Tabla 6.5 se muestran los T_{50} y velocidad de falla de cada espécimen.

σ_n (Kg/cm ²)	T_{50} (Segundos)	V_f (mm./min.)
0.62	49	0.7322
1.25	165	0.2174
2.49	275	0.1304
3.12	470	0.0763

Tabla 6.5. Valores de T_{50} y velocidad de falla de la prueba de corte directo CD.

Una vez obtenida la velocidad de falla, esta se introdujo en el equipo y se determinó la resistencia a corte de cada espécimen, debido al tiempo que se necesita para probar cada espécimen se decidió no obtener el esfuerzo cortante residual, de esta forma solo se obtuvo el esfuerzo a cortante pico. En la Figura 6.9 se muestran las curvas Esfuerzo cortante vs Deformación horizontal de los cuatro especímenes ensayados.

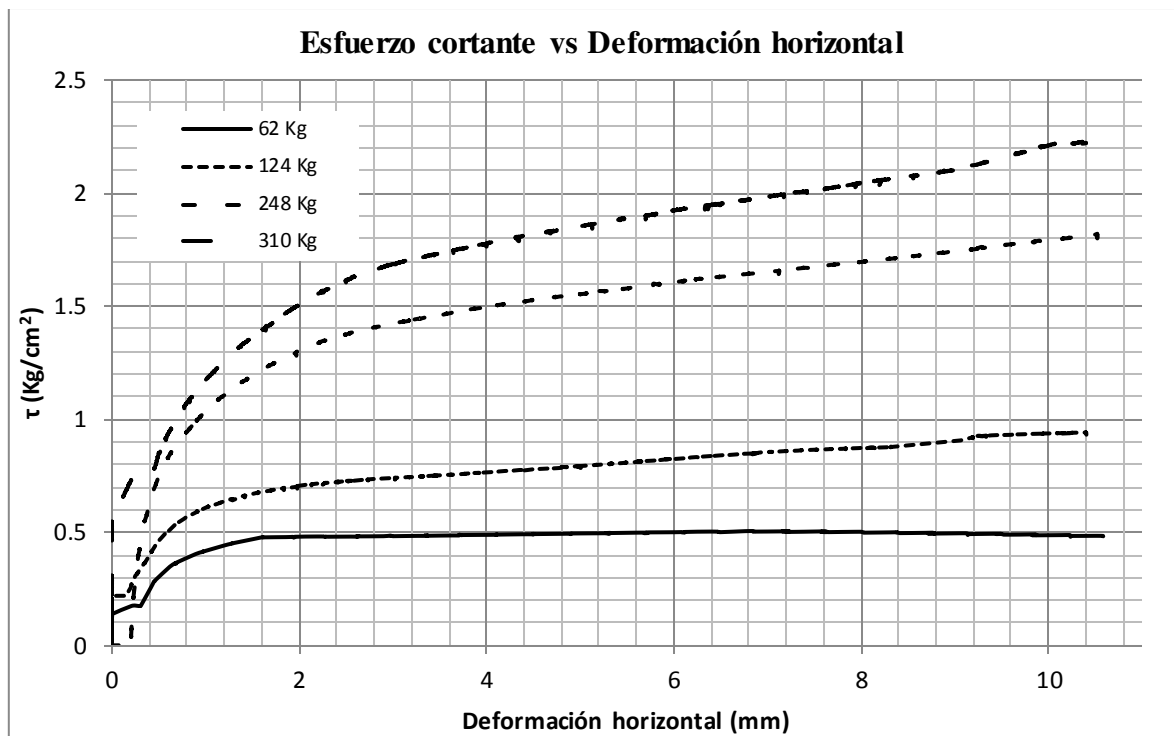


Figura 6.9. Curvas de Esfuerzo cortante vs Deformación horizontal de las pruebas de corte directo CD.

De la Figura 6.8 se obtuvieron los esfuerzos cortantes pico de cada espécimen, teniéndose de esta forma un esfuerzo cortante pico para cada esfuerzo normal; en la Tabla 6.6 se muestra estos datos.

σ_n (Kg/cm ²)	τ_{CD} (Kg/cm ²)
1.25	0.9427
2.49	1.823
3.12	2.2322
0.62	0.5064

Tabla 6.6. Esfuerzos normales y cortantes pico de la prueba de corte directo CD.

Una vez obtenidos los esfuerzos cortantes picos y normales, se graficaron para obtener la envolvente falla de esfuerzos efectivos, y de esta forma determinar el ángulo de fricción efectivo, y de igual forma la cohesión efectiva. En la Figura 6.10 se muestra la envolvente de falla de esfuerzos efectivos.

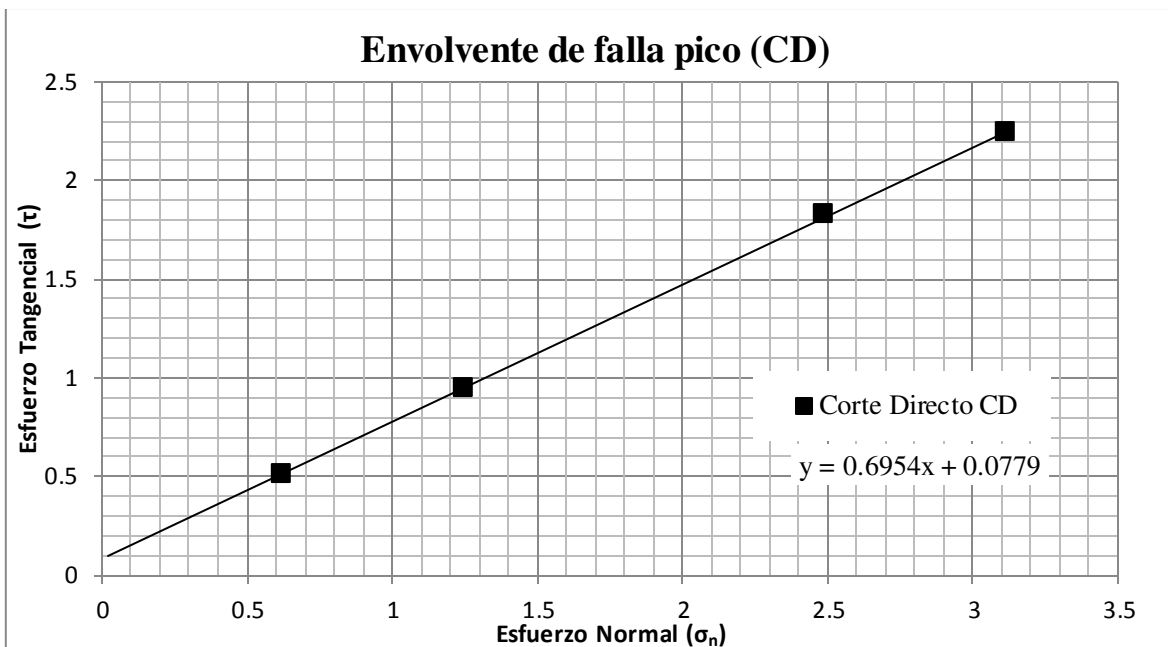


Figura 6.10. Envoltorio de falla de esfuerzos efectivos.

De esta forma se obtuvo un ángulo de fricción efectiva ($\phi_{CD(pico)}$) de 34.81° y una cohesión efectiva ($C_{CD(pico)}$) de 0.0779 Kg/cm^2 , con lo cual se observa que el ángulo de fricción efectiva es mayor que el ángulo de fricción total, y de forma contraria la cohesión efectiva es menor que la cohesión total.

En la Tabla 6.7 se muestra el resumen de los parámetros obtenidos en las pruebas de corte directo CU y CD.

σ_n (Kg/cm^2)	$\tau_{CU(pico)}$ (Kg/cm^2)	$\tau_{CU(residual)}$ (Kg/cm^2)	$\tau_{CD(pico)}$ (Kg/cm^2)
1.25	0.9997	0.934	0.9427
2.49	1.8584	1.644	1.823
3.12	2.1761	2.031	2.2322
0.62	0.5053	0.464	0.5064

Tabla 6.7. Esfuerzos normales y cortantes obtenidos en las pruebas de corte directo CU y CD.

6.3.2 Caracterización de la matriz rocosa

La caracterización de la matriz rocosa se realizó según lo descrito en el subcapítulo 3.3.2; las pruebas realizadas para dicho fin fueron: densidad relativa, absorción, porosidad, peso volumétrico seco en estado natural, durabilidad al desmoronamiento, ángulo de rozamiento y carga puntual, en donde se siguió el procedimiento y normativa descrita en el subcapítulo 3.4.2.

Cabe mencionar que se utilizó el software RocData, para obtener el ángulo de fricción y cohesión de los materiales, una vez que se tuvo los parámetros necesarios, tal y como se describe en el subcapítulo 4.1.

a) Prueba de Durabilidad.

La durabilidad del material se determinó mediante el ensayo de sequedad-humedad-desmoronamiento, o slake durability test (SDT) descrito en el subcapítulo 3.4.2 inciso IV, consistió en someter el material, previamente fragmentado, a ciclos estándar de humedad-sequedad-desmoronamiento por un tiempo de 10 minutos por ciclo. Se realizaron cinco ciclos a cada muestra, iniciando con un peso contenido entre los 400 y 550 gramos (Fig. 6.11). Para este caso se tomaron cuatro muestras representativas y ubicadas a lo largo del talud.



Figura 6.11. Se muestran dos especímenes preparados para la prueba de durabilidad.

En la Figura 6.12 y 6.13 se muestran los índices de durabilidad obtenidos para los dos materiales analizados (Andesita y Brecha volcánica), dichas graficas están compuestas de 4 barras de distinto color el cual se refiere a cada una de las 4 zonas en la que se dividió este análisis, mientras que en el Anexo D se muestran los formatos de cálculo para dicha prueba.

Como se puede observar en la Figura 6.12, la andesita tiene un índice de durabilidad elevado, lo que corresponde a una durabilidad muy alta, en la zona IV su índice de durabilidad decayó menos del 1% en su quinto ciclo, mientras que en las zonas I, II y III decayó menos del 2%, por lo que se tiene un material de alta resistencia.

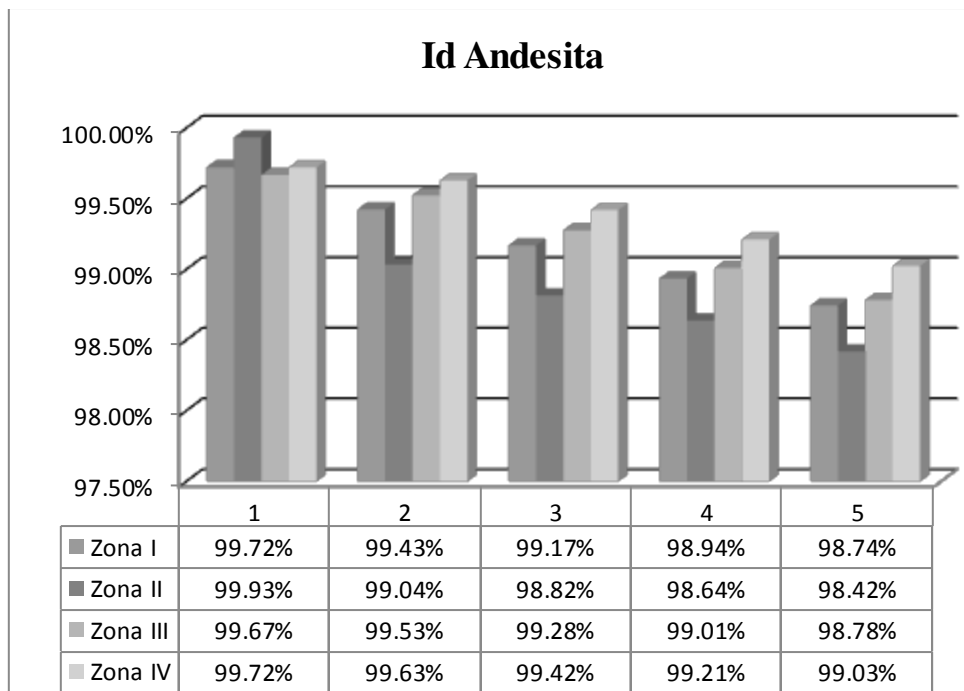


Figura 6.12. Índices de durabilidad de la andesita.

Como se muestra en la Figura 6.13, la brecha volcánica tiene una durabilidad muy baja, menor del 5%, el material prácticamente se desmoronó en su totalidad, lo que se aprecia en el quinto ciclo.

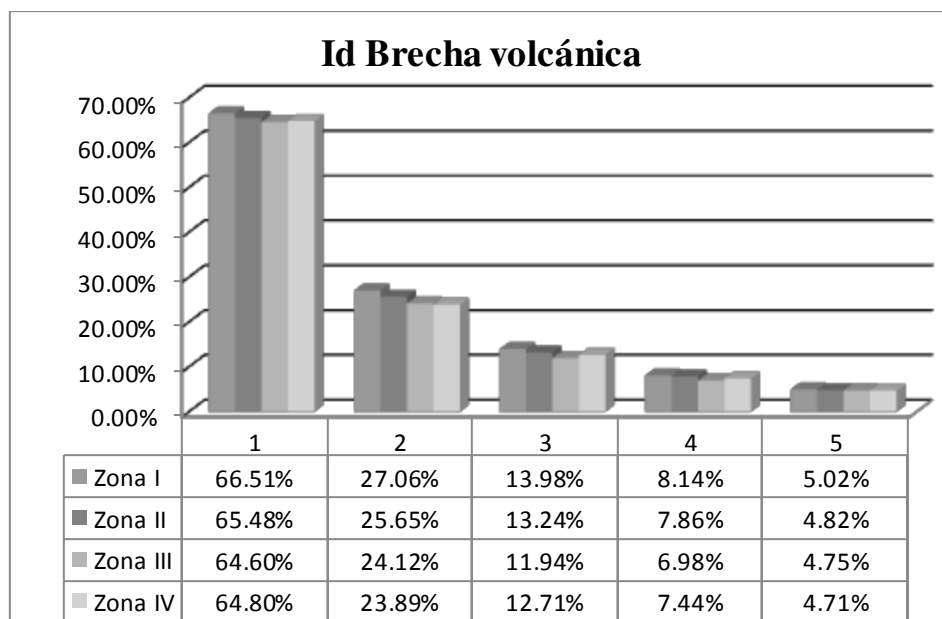


Figura 6.13. Índices de durabilidad de la brecha volcánica.

Teniendo los índices de durabilidad de la brecha y andesita, se realizó la comparativa entre su densidad relativa e índice de durabilidad (Figura 6.14).

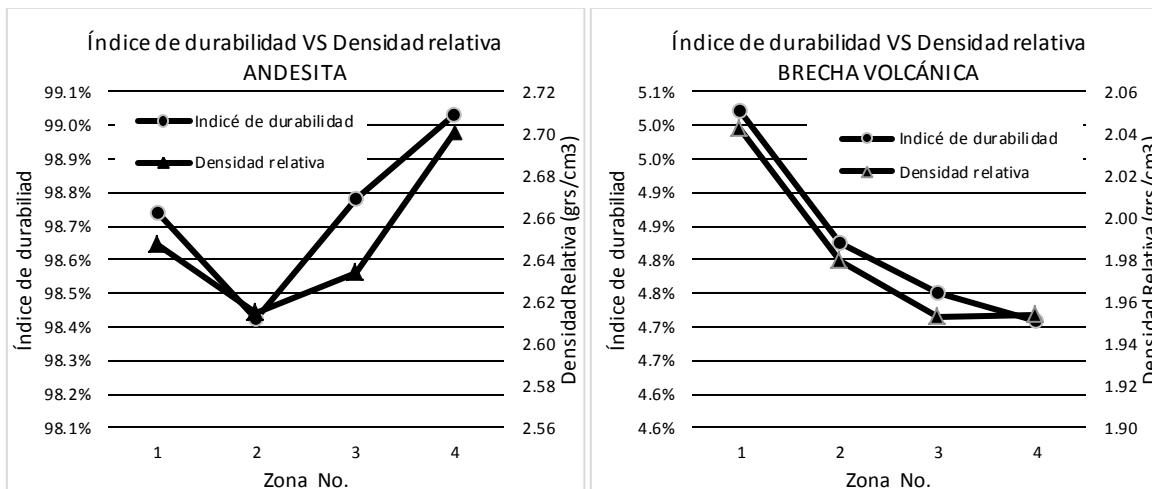


Figura 6.14. Índice de durabilidad vs Densidad relativa en la andesita y brecha volcánica.

En la Figura 6.14 se demostró que a mayor densidad relativa se tiene mayor durabilidad, ya que la roca es más resistente.

b) Ángulo de rozamiento

La prueba se aplicó de acuerdo a lo descrito en el subcapítulo 3.4.2 inciso VIII, de donde se obtuvieron muestras de cuatro zonas a lo largo del talud, de cada muestra se ensayaron 10 especímenes en diferentes posiciones para obtener mejores resultados.

El equipo utilizado se muestra en la Figura 6.15, el cual está compuesto por una placa base, que se debe nivelar al inicio de la prueba, y una placa móvil; encima de la placa móvil se colocan dos rocas (de características similares), una sobre otra, enseguida se levanta lentamente la placa móvil, en el momento en el que la roca superior se deslice sobre la roca inferior se toma el ángulo correspondiente, con la ayuda de un transportador ubicado a los costados de las placas, este valor será el ángulo de rozamiento básico.



Figura 6.15. Equipo para la obtención del ángulo de rozamiento básico.

En la Tabla 6.8 se muestran los ángulos de rozamiento básicos obtenidos para las cuatro zonas ensayadas. En total se registraron 40 valores, obteniéndose un promedio de 47°.

Prueba No.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Promedio
Ángulo de rozamiento	Zona I	35°	41°	42°	44°	43°	39°	41°	36°	47°	36°	40°
	Zona II	53°	58°	56°	50°	50°	59°	48°	49°	58°	54°	54°
	Zona III	39°	38°	49°	44°	36°	46°	43°	37°	49°	53°	43°
	Zona IV	59°	42°	57°	58°	40°	55°	45°	59°	44°	62°	52°

Tabla 6.8. Resultados de la prueba de ángulo de rozamiento.

c) Porosidad, absorción y densidad relativa

La porosidad de la roca se calculó según el procedimiento descrito en el subcapítulo 3.4.2, se tomaron cuatro muestras a lo largo del talud, de las cuales se determinó su porosidad, tanto para la roca andesítica como para la brecha volcánica. En la Tabla 6.9 se muestran los datos obtenidos.

En la Tabla 6.9, m1 es el peso del material seco, m2 es el peso suspendido en agua y m3 es el peso saturado superficialmente seco, según lo descrito anteriormente.

Material	Muestra	m1 (gr)	m2 (gr)	m3 (gr)	Porosidad (%)	Porosidad promedio (%)
Andesita	1	295.2	102.7	295.8	0.31%	0.40%
	2	291.9	101.35	292.8	0.47%	
	3	285.4	99.3	286.1	0.37%	
	4	270.2	29.4	271.3	0.45%	
Brecha volcánica	1	197.7	67.5	220	14.62%	15.46%
	2	111.4	38.1	125.4	16.04%	
	3	176.4	52.6	199.5	15.72%	
	4	185.3	72.6	204	14.23%	

Tabla 6.9. Resultados obtenidos en la prueba de porosidad.

Se realizó una comparativa de la porosidad y ángulo de fricción, donde se puede ilustrar que a mayor porosidad mayor ángulo de fricción se obtiene, ya que se tiene un mayor número de poros, lo que hace que el material tenga una textura más rugosa y por lo tanto más fricción entre sus paredes, lo anterior se ilustra en la Figura 6.16.

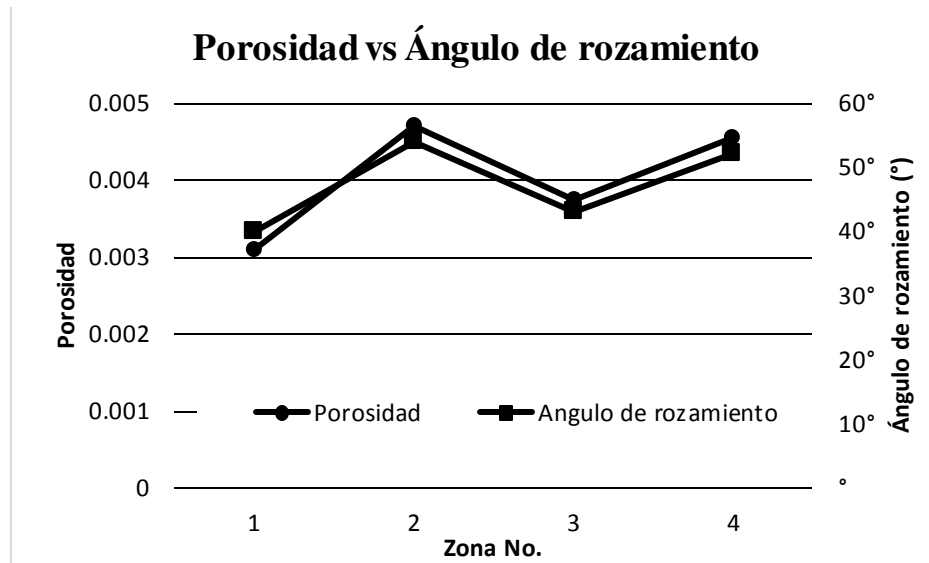


Figura 6.16. Porosidad vs Ángulo de rozamiento de la Andesita.

De igual forma se realizó una comparativa de la porosidad y la densidad relativa, donde se puede ilustrar que a mayor porosidad menor densidad relativa se obtiene generalmente, ya que en la zona no. 4 fue el contrario, que puede ser debido a que el material aunque es poroso está más consolidado que en las demás zonas; lo anteriormente mencionado es coherente ya que al tener un mayor número de poros, el material se vuelve más liviano pues las oquedades disminuirán su peso y con esto su densidad, lo anterior se ilustra en la Figura 6.17.

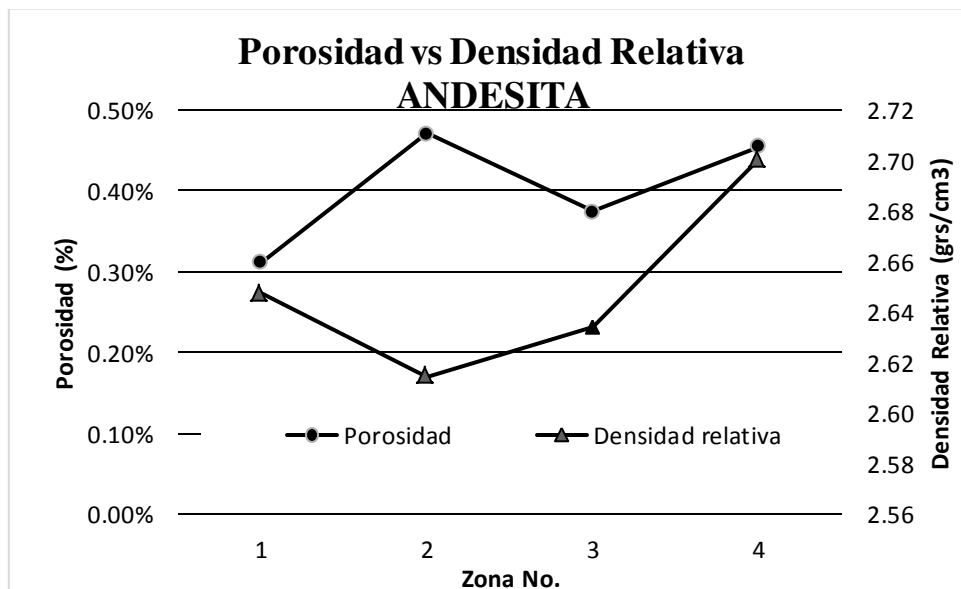


Figura 6.17. Porosidad vs Densidad relativa de la Andesita.

La obtención de la absorción y densidad relativa se realizó según lo descrito en el subcapítulo 3.4.2, de igual forma se tomaron cuatro muestras a lo largo del talud, tanto de la andesita como de la brecha, los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 6.10.

Material	Muestra	W_{humedo} (gr)	W_{seco} (gr)	Agua abs. (gr)	Absorción (%)	Vol. Desalojado (ml)	Densidad aparente (gr/cm ³)
Andesita	I	328.9	324.3	4.6	1.42%	122.5	2.65
	II	310.3	305.1	5.2	1.70%	116.7	2.61
	III	315.1	311.6	3.5	1.12%	118.3	2.63
	IV	323.8	319.2	4.6	1.44%	118.2	2.70
			Promedio=			1.42%	Promedio=
Brecha volcánica	I	308.3	264.5	43.8	16.56%	129.5	2.04
	II	272.3	232.6	39.7	17.07%	117.5	1.98
	III	321.6	274.2	47.4	17.29%	140.4	1.95
	IV	319.4	272.1	47.3	17.38%	139.3	1.95
			Promedio=			17.25%	Promedio=

Tabla 6.10. Resultados obtenidos en las pruebas de densidad aparente y absorción.

Como se puede observar la porosidad de la andesita es muy baja, lo que hace que su densidad aparente sea grande y tenga bajos niveles de absorción, lo cual se corrobora con los resultados de las pruebas; en el caso de la brecha volcánica, su porosidad es muy alta, por lo que se hace lógico que su densidad aparente haya resultado baja y tenga una absorción alta.

d) Peso volumétrico seco en estado natural

La obtención del peso volumétrico seco en estado natural se realizó por el método de la parafina, siguiendo el procedimiento descrito en el subcapítulo 3.4.2, para lo cual se obtuvieron cuatro especímenes a lo largo de todo el talud, tanto de la roca andesítica como de la brecha volcánica. Los resultados se muestran en la Tabla 6.11.

Material	Muestra	W_{mp}	W_{m}	W'_{mp}	V_{p}	V_{mp}	V_{m}	v_{m}	%W	v_{dn}
Andesita	1	55.70	45.30	27.10	11.56	28.60	17.04	2.66	12.39	2.36
	2	53.08	51.30	29.30	1.98	23.78	21.80	2.35	12.39	2.09
	3	76.50	73.45	47.30	3.39	29.20	25.81	2.85	9.09	2.61
	4	67.20	64.70	39.90	2.78	27.30	24.52	2.64	9.09	2.42
			Promedio v_{m}=						2.62	Prom. v_{dn}=
Brecha volcánica	1	79.55	78.20	40.30	1.50	39.25	37.75	2.07	10.35	1.88
	2	58.40	56.90	27.20	1.67	31.20	29.53	1.93	10.35	1.75
	3	50.30	48.80	22.40	1.67	27.90	26.23	1.86	9.84	1.69
	4	69.60	68.30	31.80	1.44	37.80	36.36	1.88	9.84	1.71
			Promedio v_{m}=						1.93	Prom. v_{dn}=

Tabla 6.11. Resultados de la prueba de peso volumétrico seco en estado natural.

Una vez obtenido el peso volumétrico seco de la andesita y brecha volcánica, se hizo la comparación con su densidad relativa, para lo cual se graficaron los datos correspondientes, lo anterior se muestra en la Figura 6.18; De esta forma se confirmó que existe una relación entre estos dos registros, pues cuanto más suba su peso seco mayor es su densidad relativa.



Figura 6.18. Peso volumétrico seco vs Densidad relativa de la andesita y brecha volcánica.

e) Carga puntual

La resistencia a la compresión uniaxial se obtuvo mediante el ensayo de carga puntual, siguiendo el procedimiento descrito en el subcapítulo 3.4.2, para iniciar se recolectaron muestras a lo largo de todo el talud para sumar un total de 15 muestras en el caso de la brecha volcánica y 22 en el caso de la andesita, siendo más de 10 ejemplares como lo señala la norma ASTM D 5731-05; una vez obtenidos los ejemplares se determinaron sus medidas, y se colocó en el equipo de carga puntual como se muestra en la Figura 6.19.

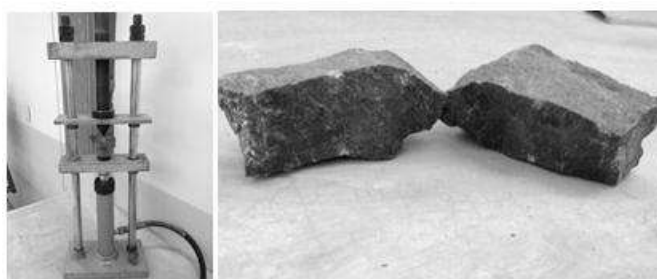


Figura 6.19. Equipo de carga puntual y muestra probada.

Una vez colocado el espécimen en el equipo, se llevó a su falla registrándose la carga máxima soportada por este, con lo cual se determinó su resistencia a compresión uniaxial, obteniéndose para la andesita una resistencia promedio a la compresión uniaxial de 129.38 MPa y para la brecha volcánica de 5.10 MPa. Con lo cual se observa que la andesita es un material muy duro, mientras que la brecha volcánica un material sumamente blando, capaz de romperse con el golpe

del matillo de geólogo. En el Anexo E se muestran los formatos de cálculo para la prueba de carga puntual.

De igual forma se realizó la comparativa entre su densidad relativa y su carga puntual, graficándose estos datos. Se pudo corroborar que a mayor densidad relativa mayor resistencia a compresión uniaxial, tal y como se muestra en la Figura 6.20.

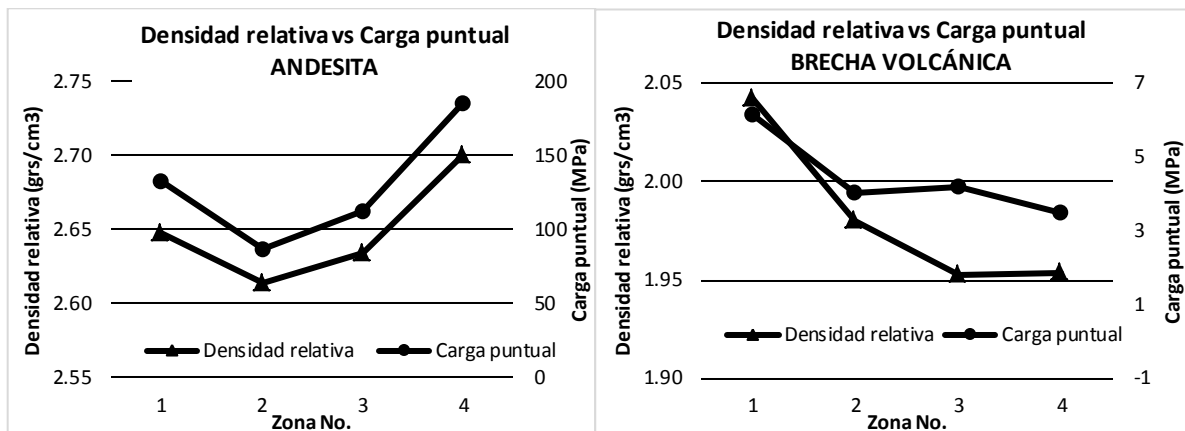


Figura 6.20. Densidad relativa vs Carga puntual de la andesita y brecha volcánica.

En la Tabla 6.12 se muestra un resumen de las características de la matriz rocosa en las zonas con andesita, información aplicable para las clasificaciones de Bieniawski y Romana; mientras que en la Tabla 6.13 se muestra un resumen de las características de la matriz rocosa en las zonas con brecha volcánica.

		Andesita			
Prueba	Normativa	Zona			
		I	II	III	IV
γ_d (grs/cm ³)	M-MMP-1-08/03	2.36	2.09	2.42	2.61
Densidad (grs/cm ³)	M-MMP-1-05/03	2.65	2.61	2.63	2.70
Absorción (%)	M-MMP-1-05/03	1.42%	1.70%	1.12%	1.44%
Durabilidad	ASTM D4644-04	98.74%	98.42%	98.78%	99.03%
Porosidad (%)	UNE-EN 993-1	0.31%	0.47%	0.37%	0.45%
θ_b (°)		40°	54°	43°	52°
Resistencia (MPa)	ASTM D5731-05	133.11	86.46	112.92	185.01

Tabla 6.12. Resumen de los parámetros de la matriz rocosa (Andesita).

Brecha volcánica					
Prueba	Normativa	Zona			
		I	II	III	IV
γ_d (grs/cm ³)	M-MMP-1-08/03	1.88	1.75	1.69	1.71
Densidad (grs/cm ³)	M-MMP-1-05/03	2.04	1.98	1.95	1.95
Absorción (%)	M-MMP-1-05/03	16.56%	17.07%	17.29%	17.38%
Durabilidad	ASTM D4644-04	5.02%	4.82%	4.75%	4.71%
Porosidad (%)	UNE-EN 993-1	14.62%	16.04%	15.72%	14.23%
Resistencia (Mpa)	ASTM D5731-05	6.15	4.05	4.18	3.51

Tabla 6.13. Resumen de los parámetros de la matriz rocosa (Brecha volcánica).

6.4 ANALISIS CUALITATIVO DE LA INESTABILIDAD DE TALUDES

6.4.1 Evaluación cualitativa de la amenaza a deslizamiento

El método para llevar a cabo esta evaluación se describe en el subcapítulo 2.11.4, el método fue propuesto por Mendoza et al., (2006), para lo cual se requieren las características geotécnicas, geomorfológicas, ambientales, topográficas e históricas del talud, lo cual después de la recolección de datos de campo se llevó a cabo. En la Tabla 6.14 se muestran los resultados obtenidos para cada factor descrito anteriormente, así como su valoración.

En los factores topográficos e históricos se determinó que el talud en estudio tiene un buzamiento de 75°, con una altura promedio de 24 metros, donde se tiene antecedentes de deslizamientos someros; en los factores geomorfológicos y ambientales, no existen evidencias geomorfológicas de huecos en las laderas contiguas, se tienen rocas con raíces solamente (Figura 6.21), el estado del material es seco (las visitas se hicieron en los periodos de secas). Las rocas del lugar son estratos de andesita y brecha volcánica y se tiene un espesor de suelo menor de 10 metros (Figura 6.21).



Figura 6.21. Raíces en el talud y material que compone el talud.

FACTORES TOPOGRÁFICOS E HISTÓRICOS	
Factor	Calificación
Inclinación de los taludes	2.0
Altura	0.6
Antecedentes de deslizamientos en el sitio, área o región.	0.4
FACTORES GEOMORFOLOGICOS Y AMBIENTALES	
Evidencias geomorfológicas de "huecos" en las laderas contiguas	0.0
Vegetación y uso de la tierra	2.0
Régimen del agua en la ladera	0.0
FACTORES GEOTÉCNICOS	
Tipo de suelos o rocas	0.6
Espesor de la capa de suelo	1.4
Echado de la discontinuidad	0.9
Ángulo entre el echado de las discontinuidades y la inclinación del talud	0.0
Ángulo entre el rumbo de las discontinuidades y el rumbo de la dirección del talud	0.5
SUMATORIA	8.4

Tabla 6.14. Estimación del peligro al deslizamiento del talud “El Alamo”.

De acuerdo al resultado obtenido de 8.4 puntos, el talud tiene un grado de peligro de 3, lo que indica que se trata de un peligro moderado a deslizamiento, basado en la metodología de Mendoza et al. (2006).

6.4.2 Análisis cualitativo aplicando el RHRS para caídos en taludes carreteros

Se llevó a cabo un estudio para la evaluación y control del riesgo geológico, empleando el método del índice Rockfall Hazard Rating System (RHRS) descrito en el subcapítulo 2.11.5, para lo cual se debieron obtener datos necesarios en campo.

El talud en estudio se encuentra en la población del Alamo, en una vialidad tipo C, con un tránsito promedio diario de 995 vehículos; el talud se encuentra en una zona montañosa, con una precipitación media de 1200 mm, donde se presentan desprendimientos de roca de un diámetro de 0.6 metros en promedio.

La vialidad en la que se encuentra dicho talud tiene un ancho de calzada de 3.5 m, y cuenta con cunetas que son muy poco efectivas ya que por lo general se encuentran llenas de material producto del desprendimiento del talud, incluso de algunos fragmentos de roca (Fig. 6.22).

En cuanto a la visibilidad para los automovilistas es muy reducida, ya que el terreno tiene una topografía muy accidentada, con curvas sucesivas que se encuentran en la zona, lo que impide no tener gran visibilidad; el talud se encuentra limitado por dos curvas horizontales de gran magnitud como se muestra en la Figura 6.23.



Figura 6.22. Cunetas del talud “El Alamo” con material producto de talud.



Figura 6.23. Topografía del talud “El Alamo” con algunos fragmentos de roca en la cuneta.

Categoría	Características del talud	Puntuación
Altura talud / desmonte	24.00 metros	27
Efectividad de la cuneta	Cuneta limitada	27
Riesgo vehículo promedio	50 % tiempo	9
Visibilidad toma de decisiones	Muy limitada	81
Anchura de calzada	3.5 m	81
Slope mass rating (SMR)	31	31
Tamaño de bloque	0.6 m	9
Volumen del bloque	0.28 m ³	9
Volumen de desprendimiento	4.9 m ³	9
Precipitación media anual	1200 mm	81
Frecuencia desprendimientos	9 al año	81
SUMATORIA		445

Tabla 6.15. Evaluación del nivel de riesgo por desprendimientos de roca, talud “El Alamo”.

De acuerdo a lo observado en campo se realizó el análisis de la evaluación y control del riesgo geológico, los resultados se muestran en la Tabla 6.15, donde, basándose en la Tabla 6.16 propuesta por Rius y Aguiló (2013), se determina que el talud tiene un nivel de riesgo muy elevado, por lo que requiere un análisis detallado y una actuación inmediata, de acuerdo a la puntuación de 445 obtenida con esta metodología.

Nivel de riesgo	RHRS	Recomendaciones
Bajo	< 270	No inspección
Medio elevado	270-419	Inspección - mantenimiento
Muy elevado	> 419	Análisis detallado / actuación urgente

Tabla 6.16. Criterios de clasificación del nivel de riesgo (Rius y Aguiló, 2013).

6.5 CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DEL MACIZO ROCOSO

Para poder realizar la clasificación geomecánica, se requiere tener los diferentes mecanismos de rotura que se pueden presentar en el talud en estudio como, planar, cuña, vuelco, y si estos son estables o no, para lo cual se necesita realizar el análisis cinemático de las principales discontinuidades del macizo rocoso.

6.5.1 RQD (Rock Quality Designation)

El último parámetro restante para poder llevar a cabo la clasificación del macizo rocoso por el RMR, es el índice de calidad de la roca RQD (Rock Quality Designation), parámetro geomecánico establecido por Deere (1985), determinándose con la correlación establecida por Priest y Hudson en (1976), la cual define la correlación que existe entre el RQD y la frecuencia del fracturamiento lineal (Fórmula 6.1).

$$RQD = 100e^{(-0.1\lambda)} (0.1\lambda + 1) \quad (6.1)$$

Dónde:

λ = Número de discontinuidades/longitud de la línea de muestreo.

Para el estudio se tomó una línea de muestreo de 1 metro, dentro de la cual se observó el número de discontinuidades, esto para cada una de las cuatro zonas en las que se dividió el talud. En la zona 1 se obtuvieron 13 discontinuidades, lo que da un RQD de 62.70%; en la zona 2 se obtuvieron 10 discontinuidades, lo que da un RQD de 73.60%; en la zona 3 se obtuvieron 14 discontinuidades, lo que da un RQD de 59.20%; y finalmente en la zona 4 se obtuvieron 10 discontinuidades, lo que da un RQD de 73.60%.

6.5.2 Obtención de los parámetros JCS, JRC, σ_r y ϕ .

De acuerdo al capítulo 3.3.3 inciso e) se obtuvo el ángulo de fricción residual de la discontinuidad en cada una de las 4 zonas en que se dividió el talud para la obtención de sus parámetros, de esta forma teniendo las lecturas del esclerómetro en la roca sana (R) y alterada (r)

junto con el ángulo de fricción básico (ϕ_b), se obtuvo el ángulo de fricción residual (ϕ_r) en cada zona, para lo cual se empleó la Fórmula 3.2.

Para la determinación de la resistencia a compresión simple (JCS) en las paredes de las discontinuidades se utilizó el peso volumétrico de la roca en cada una de las cuatro zonas y la lectura del esclerómetro en la roca alterada (r), con lo cual se empleó la Fórmula 3.3 y se obtuvo con esto el parámetro JCS.

Para la determinación del coeficiente de rugosidad de la discontinuidad (JRC), se empleó el peine de Barton, de acuerdo a los perfiles obtenidos de la roca, con una longitud de 10 cm, se clasificó según los perfiles de rugosidad (Fig. 3.2), con lo cual se llegó a obtener este parámetro para cada zona. En la Tabla 6.17 se muestra el resumen de los parámetros obtenidos.

Zona	I	II	III	IV
JCS	58.10	56.86	57.59	60.16
JRC	9.00	9.00	9.00	9.00
ϕ_r (°)	32.69	46.69	35.69	44.69

Tabla 6.17. Parámetros de resistencia de las discontinuidades según el criterio de Barton y Chubey.

Una vez obtenidos los parámetros (JCS, JRC y ϕ_r), se llevó a cabo la corrección por escala, ya que la longitud de las principales discontinuidades varían de 3 a 10 metros, por lo tanto son de longitud importante; debido a la diferencia de escalas entre las longitudes de las muestras para obtener los parámetros y las longitudes reales, este efecto toma importancia, por lo que se corrigen los coeficientes JCS y JRC aplicando las Fórmulas 3.4 y 3.5, que dependen de los parámetros JCS, JRC, la longitud de la muestra ($L_o = 10$ cm) y la longitud real (L_n). Con lo cual se obtuvieron los siguientes resultados (Tabla 6.18):

Zona	I	II	III	IV
JCS _n	0.15	0.17	0.16	0.13
JRC _n	4.88	4.88	4.88	4.88
ϕ_r (°)	32.69	46.69	35.69	44.69

Tabla 6.18. Parámetros de resistencia de las discontinuidades corregidas según el criterio de Barton y Chubey.

Una vez obtenidos los parámetros anteriores (JCS_n, JRC_n y ϕ_r), se obtuvo el ángulo de fricción necesario para llevar a cabo el análisis cinemático, en cada zona en estudio, empleándose el criterio de Barton y Chubey, graficándose en cada una de las zonas, representado por la Fórmula 3.6, de lo cual resulta una envolvente de falla no lineal, por lo cual se obtuvo una línea de tendencia para determinar un ángulo de fricción promedio en cada zona. Lo anteriormente descrito se ilustra en la Figura 6.24 (para las cuatro zonas), mientras que en la Tabla 6.19 se muestra un resumen de los ángulos de fricción para cada sitio.

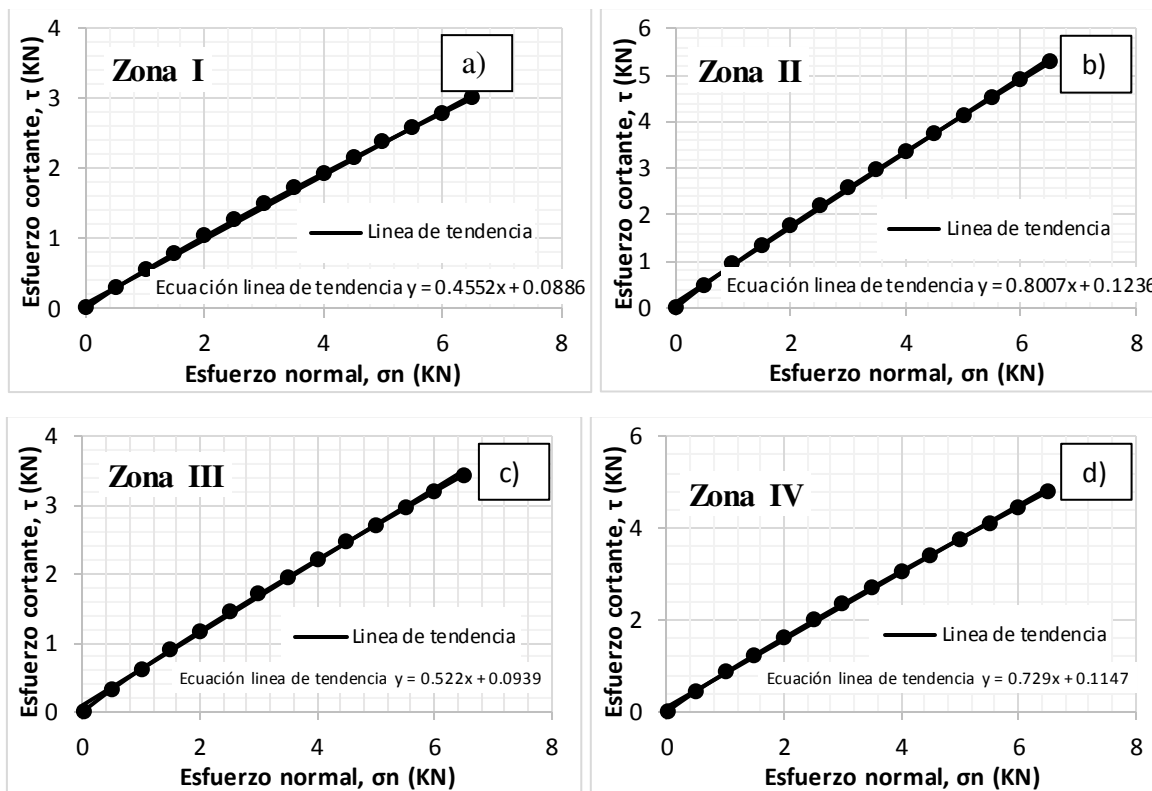


Figura 6.24. Envoltentes de falla de las 4 zonas según el criterio de Barton y Chubey.

Zona	I	II	III	IV
ϕ (°)	24.50	38.70	27.60	36.10

Tabla 6.19. Resumen de los ángulos de fricción para cada zona.

6.5.3 Análisis cinemático con software DIPS.

Para realizar el análisis cinemático se empleó el software DIPS según se describió en el subcapítulo 4.2, para lo cual se emplearon los datos de las discontinuidades (Anexo A) y su correspondiente ángulo de fricción (Tabla 6.19).

De esta forma se realizó el análisis cinemático de cada una de las ocho zonas en que se dividió el talud (Figura 6.25) para tomar los datos de las discontinuidades, ya que debido al extenso número de estas, se requería que se hiciera en distancias cortas. En la Figura 6.26 se muestra el análisis cinemático para falla planar, de cuña y vuelco respectivamente de la zona 1; a cada movimiento de rotura en roca que es probable que ocurra según el análisis, se le dio una nomenclatura específica, colocando primero en que zona se encuentra (Z1, Z2, Z3 y Z4), enseguida una letra que indique el tipo de falla y su número en secuencia lógica (P1, P2, etc.), por ejemplo, el movimiento de rotura Z1P1 es perteneciente a la zona 1 y es el primer movimiento planar.

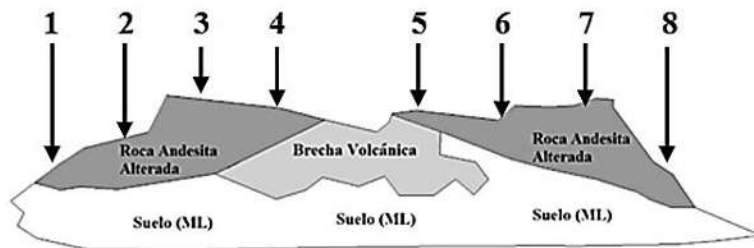


Figura 6.25. Se ilustran las ocho zonas en las que se dividió el talud para la toma de registros de las discontinuidades.

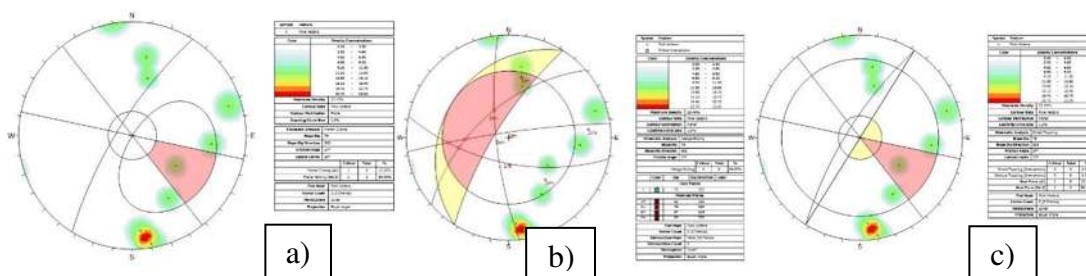


Figura 6.26. Análisis cinemático de la zona 1 a) falla planar, b) de cuña y c) de vuelco.

En la Figura 6.26 se pueden ilustrar los movimientos de rotura en roca Z1P1, Z1C1, Z1C2, Z1C3, Z1C4 y Z1V1. Los cuales junto con los movimientos de rotura de las zonas restantes son necesarios para poder llevar a cabo la clasificación SMR. En la Tabla 6.20 se muestra el resumen de los movimientos de rotura en roca para las ocho zonas en que se dividió el talud para la toma de datos de las discontinuidades, mientras que en el Anexo G se muestran la totalidad de las proyecciones estereográficas detalladamente. Como se puede observar en la Tabla 6.20, existen zonas en las cuales no se presenta algún tipo o ningún tipo de mecanismo de rotura en roca, tal es el caso de la zona IV, en la cual a pesar de que existen discontinuidades, ninguna de ellas puede ocasionar la ocurrencia de un mecanismo de rotura en roca.

Falla	Nomenclatura	Orientaciones
Zona I		
Planar	Z1P1	50°/305°
	Z1C1	76°/264° y 57°/319°
	Z1C2	84°/352° y 57°/319°
Cuña	Z1C3	57°/319° y 62°/192°
	Z1C4	62°/192° y 84°/352°
Vuelco	Z1V1	50°/305°
Zona II		
Planar	No se presenta ningún mecanismo de rotura en roca	
Cuña	Z2C1	63°/232° y 78°/346°

Falla	Nomenclatura	Orientaciones
Zona IV		
Planar	No se presenta ningún mecanismo de rotura en roca	
Cuña	No se presenta ningún mecanismo de rotura en roca	
Vuelco	No se presenta ningún mecanismo de rotura en roca	
Zona V		
Planar	No se presenta ningún mecanismo de rotura en roca	
Cuña	Z5C1	82°/324° y 46°/226°
Vuelco	No se presenta ningún mecanismo de rotura en roca	
Zona VI		
Planar	No se presenta ningún mecanismo de rotura en roca	

	Z2C2	62°/195° y 78°/346°	Cuña	No se presenta ningún mecanismo de rotura en roca	
Vuelco	No se presenta ningún mecanismo de rotura en roca		Vuelco	Z6V1	17°/313°
Zona III			Zona VII		
Planar	No se presenta ningún mecanismo de rotura en roca		Planar	Z7P1	69°/302°
	Z3C1	65°/265° y 66°/326°	Cuña	Z7C1	68°/330° y 70°/198°
	Z3C2	71°/222° y 66°/326°	Vuelco	Z7V1	69°/302°
	Z3C3	87°/357° y 66°/326°	Zona VIII		
Cuña	Z3C4	71°/222° y 87°/357°	Planar	No se presenta ningún mecanismo de rotura en roca	
	Z3C5	87°/357° y 65°/265°	Cuña	Z8C1	76°/316° y 73°/194°
	Z3C6	71°/222° y 65°/265°	Vuelco	No se presenta ningún mecanismo de rotura en roca	
Vuelco	No se presenta ningún mecanismo de rotura en roca				

Tabla 6.20. Resumen de los movimientos de rotura en roca para las ocho zonas.

En la Figura 6.27 se muestra la relación de los tipos de rotura en roca para las ocho zonas, donde se muestra que el movimiento que más es propenso a presentarse es el de cuña, se tienen probabilidad de que ocurran 15 movimientos de cuña en las ocho zonas. La zona 3 es la que tiene un mayor número de mecanismos que se pudieran presentar, es decir un número de 6. La zona 4 de acuerdo al análisis es la más estable en cuanto movimientos de roca teniendo 0 de estos.

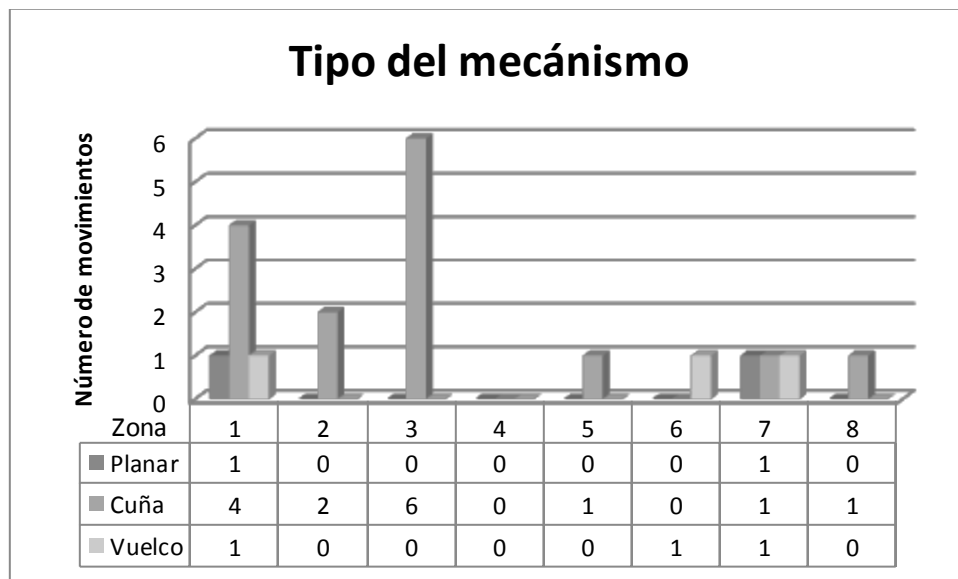


Figura 6.27. Relación de los tipos de mecanismos de rotura en roca para las ocho zonas.

6.5.4 Caracterización del macizo rocoso empleando el software RocData

Con el software RocData se determinaron los parámetros de resistencia mecánica del macizo rocoso, de acuerdo al procedimiento descrito en el subcapítulo 4.1, con lo cual se llega a conocer tanto el ángulo de fricción como la cohesión del macizo rocoso, para lo cual se introducen los datos necesarios en el criterio de falla de Hoek y Brown, y se correlaciona para obtener los parámetros del criterio de falla de Mohr-Coulomb.

La información necesaria de la caracterización del macizo rocoso, se tomó en campo (altura del talud, método de excavación, etc.), algunos otros parámetros fueron estimados en el mismo software de acuerdo al tipo de roca (como el índice de resistencia geológica, valor (**mi**) y módulo de ruptura) y finalmente se tomaron los resultados obtenidos en laboratorio (peso unitario, etc.).

Los valores de resistencia mecánica del macizo rocoso se utilizaron para la modelación en el software Slide, con lo cual se encontró el FS de acuerdo a una falla circular. De esta forma se caracterizó el macizo rocoso obteniéndose un ángulo de fricción de 54.37° y una cohesión de 244 KPa.

6.5.5 Rock Mass Rating (RMR), Bieniawski

La clasificación RMR se llevó a cabo siguiendo el procedimiento descrito en el subcapítulo 3.5.1, para lo cual se requiere de la caracterización de la matriz rocosa, datos que se obtuvieron en el subcapítulo 6.3.2, y de igual forma los datos de las discontinuidades (se muestran en el Anexo A). Como se mencionó en el subcapítulo 6.3.2, el talud fue dividido en 4 zonas para su mejor estudio, aplicándose el método a cada una de las zonas.

Una vez obtenidos los RQD de las distintas zonas se realizó la clasificación geomecánica por el RMR, en la Tabla 6.21 se muestran los resultados obtenidos por zona propuesta del macizo rocoso.

Parámetros Geomecánicos		Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4	
1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	133.11	86.46	112.92	185.01	
	Compresión simple					
Puntuación		12	7	12	12	
2	RQD	62.70	73.60	59.20	73.60	
	Puntuación	13	13	13	13	
3	Separación entre diaclasas	0.2 - 0.6 m	0.2 - 0.6 m	0.2 - 0.6 m	0.2 - 0.6 m	
	Puntuación	10	10	10	10	
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	3 - 10 m.	3 - 10 m.	3 - 10 m.	3 - 10 m.
		Puntuación	2	2	2	2
		Abertura	4 mm	3 mm	4 mm	> 5 mm
		Puntuación	1	1	1	0

		Rugosidad	Ligeramente rugosa	Ligeramente rugosa	Ligeramente rugosa	Ligeramente rugosa
		Puntuación	3	3	3	3
		Relleno	Blando <5mm	Blando <5mm	Blando <5mm	Blando <5mm
		Puntuación	2	2	2	2
		Alteración	Ligeramente alterado	Ligeramente alterado	Ligeramente alterado	Ligeramente alterado
		Puntuación	5	5	5	5
5	Agua freática	Estado general	Seco	Seco	Seco	Seco
		Puntuación	15	15	15	15
6		Corrección por la orientación de las discontinuidades	Medias	Medias	Medias	Medias
		Puntuación	-25	-25	-25	-25
SUMATORIAS			38	33	38	37

Tabla 6.21. Clasificación RMR del talud “El Alamo” en sus cuatro zonas.

De acuerdo a la metodología de Bieniawski, al realizar la sumatoria de todos los factores necesarios se hizo una corrección, esta se hace de acuerdo a la orientación de las discontinuidades, para lo cual se tomó como una orientación media, ya que del total de las discontinuidades, las que producen un movimiento de rotura en roca son prácticamente el 50%.

Como se puede observar y de acuerdo a los resultados obtenidos, las cuatro zonas se encuentran en la clasificación IV, con una valoración entre 40 y 21, esto corresponde a un macizo rocoso malo. De acuerdo a las recomendaciones del mismo autor, se puede decir que presenta un ángulo de rozamiento entre 15° - 25°, una cohesión de 1 a 2 KP/cm², además cabe mencionar que estos sitios conforma dos zonas en las cuales se obtuvieron los datos de las discontinuidades.

6.5.6 Slope Mass Rating (SMR), Romana

El desarrollo de esta clasificación se hizo en base al párrafo 3.5.2. Además para poder emplear este método, primeramente se debe hacer el análisis cinemático del macizo rocoso, con el objeto de conocer los mecanismos de rotura del macizo rocoso más susceptibles a presentarse, ya que la clasificación SMR, realiza una corrección de acuerdo a estos registros. El análisis cinemático se llevó de acuerdo a los parámetros correspondientes de las discontinuidades, entre ellos los de resistencia al corte, mismos que se obtuvieron con la teoría de Barton y Chubey, según se describe en el subcapítulo 3.3.3.

Una vez obtenida la clasificación RMR de Bieniawski y los movimientos de rotura en roca a lo largo del talud, se procede a realizar la clasificación SMR de Romana, según lo descrito en el subcapítulo 3.5.2.

El valor que se utiliza del índice RMR de Bieniawski para en esta clasificación, es el obtenido del cálculo explicado en el apartado 6.5.4, que se genera sin aplicarle la corrección por la orientación de las discontinuidades, a este valor se le aplica una corrección por orientación de las discontinuidades del macizo rocoso, que puedan provocar una falla de acuerdo al análisis cinemático, y sumando por último un factor que depende del método de excavación empleado, que en el caso del presente estudio es mecánico.

Para el cálculo de los factores F_1 , F_2 y F_3 se necesitó la orientación de las discontinuidades más representativas y que influyen en cualquier tipo de mecanismos de falla, sea planar, vuelco o cuña. En la Tabla 6.22 se muestra el cálculo de dichos factores.

Movimiento de rotura	α_j o α_i	β_j o β_i	$\alpha_j - \alpha_s$	F1	F2	$\beta_j - \beta_s$	F3
Zona I							
Z1P1	305	50	3	1.00	1.00	-25	-60
Z1V1	305	50	177	0.15	1.00	-25	-60
Z1C1	332	56	30	0.15	1.00	-19	-60
Z1C2	267	43	35	0.15	0.85	-32	-60
Z1C3	258	37	44	0.15	0.85	-38	-60
Z1C4	265	28	37	0.15	0.40	-47	-60
Promedio =				0.29	0.85		-60
Zona II							
Z2C1	274	55	28	0.40	1.00	-20	-60
Z2C2	264	33	38	0.15	0.70	-42	-60
Promedio =				0.28	0.85		-60
Zona III							
Z3C1	293	62	9	0.85	1.00	-13	-60
Z3C2	279	57	23	0.40	1.00	-18	-60
Z3C3	270	52	32	0.15	1.00	-23	-60
Z3C4	272	61	30	0.15	1.00	-14	-60
Z3C5	273	64	29	0.40	1.00	-11	-60
Z3C6	264	64	38	0.15	1.00	-11	-60
Promedio =				0.35	1.00		-60
Zona IV							
No hay movimientos de ningún tipo							
Zona V							
Z5C1	242	44	60	0.15	0.85	-31	-60
Promedio =				0.15	0.85		-60
Zona VI							
Z6V1	313	17	169	0.15	1.00	-58	-60
Promedio =				0.15	1.00		-60
Zona VII							
Z7P1	302	69	0	1.00	1.00	-6	-50
Z7C1	265	46	37	0.15	1.00	-29	-60
Z7V1	302	69	180	0.15	1.00	-6	-50
Promedio =				0.43	1.00		-53
Zona VIII							
Z8C1	251	60	51	0.15	1.00	-15	-60
Promedio =				0.15	1.00		-60

Tabla 6.22. Cálculo de los factores F_1 , F_2 y F_3 para la clasificación SMR.

Una vez obtenidos los factores F_1 , F_2 y F_3 , se procede a determinar el factor F_4 (este talud fue excavado mecánicamente), por lo que se considera igual a 0. Teniendo todos los valores, se procede a determinar la clasificación SMR partiendo de la clasificación RMR y empleando la Fórmula 3.37 del subcapítulo 3.5.2. En la Tabla 6.23 se muestra el resumen del cálculo de la clasificación SMR. Para realizar el cálculo se basó en que cada dos zonas del método de Romana conforman una zona del método de Bieniawski, ya que el método de Bieniawski se hizo en cuatro zonas debido a que las muestras de roca se tomaron en 4 zonas del talud y de estas se obtuvieron los parámetros necesarios para la clasificación RMR, y el método de Romana se realizó en ocho zonas del talud debido a que se tomaron los datos de las discontinuidades en ocho zonas.

Zona	RMR	F1	F2	F3	(F1*F2*F3)	F4	SMR	Clase
1	63	0.29	0.85	-60.00	-14.88	0.00	48.13	III
2	63	0.28	0.85	-60.00	-14.03	0.00	48.98	III
3	58	0.35	1.00	-60.00	-21.00	0.00	37.00	IV
4		No se presentó ningún mecanismos						
5	63	0.15	0.85	-60.00	-7.65	0.00	55.35	III
6	63	0.15	1.00	-60.00	-9.00	0.00	54.00	III
7	62	0.43	1.00	-53.33	-23.11	0.00	38.89	IV
8	62	0.15	1.00	-60.00	-9.00	0.00	53.00	III

Tabla 6.23. Clasificación SMR del macizo rocoso.

De acuerdo a los resultados de la Tabla 6.23, las zonas más desfavorables son la zona 1 y la 7 clasificándose como del tipo IV, es decir una roca mala e inestable donde se tienen juntas o grandes cuñas; la propuesta es aplicar un tratamiento correctivo en estos sitios; las zonas 3 y 4 son del tipo III, roca parcialmente estable, donde se presenta la rotura en algunas juntas o algunas cuñas, recomendándose un tratamiento sistemático; por último las zonas 2, 5, 6 y 8 son de tipo II que está conformada por a una roca de calidad buena y estable, la rotura se presenta en algunos bloques y se recomienda un tratamiento ocasional.

Esta clasificación es más realista ya que toma en cuenta los movimientos de rotura que pueden presentarse en el macizo rocoso. En la Tabla 6.24 se muestra una comparativa entre los dos métodos empleados para el presente estudio, los cuales fueron de Bieniawski y Romana.

Zona	Bieniawski		Romana	
	RMR	Clasificación	SMR	Clase
1	38	IV	48	III
2	38	IV	49	III
3	33	IV	37	IV
4	33	IV	Sin mecanismos	
5	38	IV	55	III
6	38	IV	54	III
7	37	IV	39	IV
8	37	IV	53	III

Tabla 6.24. Comparativa entre la Clasificación RMR y SMR del macizo rocoso.

Como se puede ilustrar en la Tabla 6.24, el método de Bieniawski da como resultado macizos rocosos de consistencia “Mala” en las ocho zonas, esto suponiendo que la orientación de las discontinuidades del macizo rocoso es media. Ahora al aplicar la metodología de Romana, se analiza de una forma más detallada, ya que considera la orientación de las discontinuidades del macizo rocoso (aquellas en las cuales se pueda producir una falla planar, de vuelco o cuña, partiendo del análisis cinemático), con lo cual se llega a una clasificación más apegada a la realidad, considerando que se está analizando de mejor manera la influencia de las discontinuidades. Por lo que se llega a una clasificación en la cual solo las zonas 3 y 7 se mantienen con una clasificación “Mala”, mientras que las demás zonas adquieren una clasificación “Normal”.

6.6 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LOS MOVIMIENTOS DE ROTURA EN ROCAS

Para el análisis de estabilidad de los movimientos de rotura en roca (planar, cuña y vuelco) se emplearon los software RocPlane, Swedge y RocTopple (Rocscience, 2014). Determinándose así los FS de cada movimiento de rotura. De esta forma se siguió el procedimiento descrito en los subcapítulos 4.3, 4.4 y 4.5, introduciendo los pesos volumétricos, información del talud (altura, dirección y buzamiento), registro de las discontinuidades a modelar (orientación y resistencia) y por último un factor de sismo.

La resistencia de las paredes de las discontinuidades se obtuvo con el criterio de Barton y Chubey (Tab. 6.18). Además se realizó el análisis sísmico, para lo cual Kramer (1996) sugiere que se debe aplicar $0.5 \cdot a_{\max}/g$, es decir, la mitad del coeficiente sismo que le corresponda a la zona en estudio, debido a que a la zona en estudio le corresponde un coeficiente sísmico de 0.36g de acuerdo a datos de PRODISIS (2014), se debe de aplicar al análisis un coeficiente sísmico de $(0.5 \cdot 0.36g) = 0.18g$, con lo cual se calculó cada movimiento de rotura, realizando una comparativa entre el FS obtenido sin aplicar sismo, con el FS resultante aplicando al análisis del sismo.

En la Figura 6.28 se muestran los resultados del modelo y los mecanismos de rotura Z1P1 (planar), Z1C1 (cuña) y Z1V1 (vuelco), como la nomenclatura lo indica y que corresponden a la zona 1, donde se aplicó el factor de sismo.

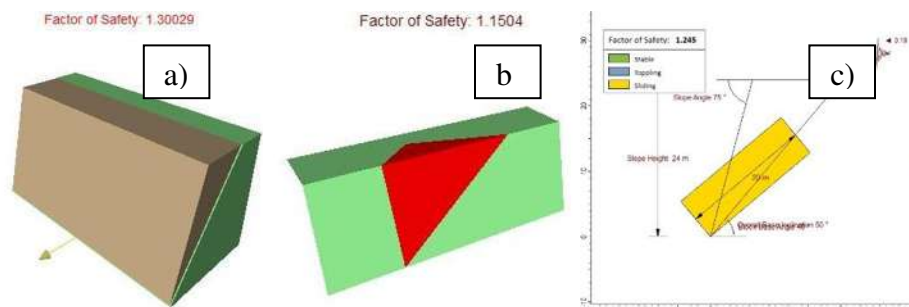


Figura 6.28. Análisis de los mecanismos de rotura a) Z1P1, b) Z1C1 y c) Z1V1.

En la Tabla 6.25 se muestra un resumen de los movimientos de rotura en roca y sus respectivos FS aplicando sismo y sin aplicar sismo. Del análisis realizado a los diferentes casos se obtuvo la que, cuando el FS se considera con sismo en su análisis, estos resultan más bajos que los FS que se obtuvieron despreciando el sismo. En los cálculos que se despreció el sismo resultó tener un total de 15 casos estables, con un FS > 1.3 (Suarez, 1998), lo que significa que el 75% de los movimientos son estables. Ahora, cuando se aplica sismo los FS se reducen, resultando que se tienen 11 casos estables, los demás se encuentran en estado de inestabilidad, teniendo un total de 9 casos inestables.

Cuando se aplica un análisis sísmico, este presenta gran influencia, ya que disminuye el FS inicial (FS sin aplicar el análisis sísmico) alrededor de un 25%, pero se llega a un resultado más realista al aplicar un análisis sísmico, sobre todo conociendo que el sitio en estudio se localiza en una zona sísmica tipo C.

El FS más bajo con sismo resultó de 0.6444 siendo del mecanismo de rotura Z7P1, por lo que se puede demostrar que este movimiento es el más crítico, mientras que el movimiento más estable y aplicando sismo fue el Z1C4 con un FS de 5.5057.

Falla	Nomenclatura	Orientaciones	FS (Con sismo)	FS (Sin sismo)
Zona I				
Planar	Z1P1	50°/305°	1.3000	2.5400
	Z1C1	76°/264° y 57°/319°	0.7925	1.1504
Cuña	Z1C2	84°/352° y 57°/319°	2.8395	3.9625
	Z1C3	57°/319° y 62°/192°	2.2374	3.1374
	Z1C4	62°/192° y 84°/352°	5.5057	8.0057
Vuelco	Z1V1	50°/305°	1.2450	1.7390
Zona II				
Planar	No se presenta ningún mecanismo de rotura en roca			
Cuña	Z2C1	63°/232° y 78°/346°	1.3539	1.9620
	Z2C2	62°/195° y 78°/346°	1.1897	2.3580
Vuelco	No se presenta ningún mecanismo de rotura en roca			
Zona III				
Planar	No se presenta ningún mecanismo de rotura en roca			
Cuña	Z3C1	65°/265° y 66°/326°	0.7471	1.1548
	Z3C2	71°/222° y 66°/326°	1.1508	1.6895
	Z3C3	87°/357° y 66°/326°	2.6547	3.7786
	Z3C4	71°/222° y 87°/357°	1.6205	2.4811
	Z3C5	87°/357° y 65°/265°	0.7075	1.1525
	Z3C6	71°/222° y 65°/265°	0.7257	1.1627
Vuelco	-			
Zona IV				
Planar	No se presenta ningún mecanismo de rotura en roca			
Cuña	No se presenta ningún mecanismo de rotura en roca			
Vuelco	No se presenta ningún mecanismo de rotura en roca			
Zona V				
Planar	No se presenta ningún mecanismo de rotura en roca			
Cuña	Z5C1	82°/324° y 46°/226°	1.5011	2.0909
Vuelco	No se presenta ningún mecanismo de rotura en roca			

Zona VI				
Planar		No se presenta ningún mecanismo de rotura en roca		
Cuña		No se presenta ningún mecanismo de rotura en roca		
Vuelco	Z6V1	17°/313°	2.4710	4.2100
Zona VII				
Planar	Z7P1	69°/302°	0.6444	1.0583
Cuña	Z7C1	68°/330° y 70°/198°	2.1027	2.9418
Vuelco	Z7V1	69°/302°	0.9760	1.368
Zona VIII				
Planar		No se presenta ningún mecanismo de rotura en roca		
Cuña	Z8C1	76°/316° y 73°/194°	1.4633	2.1987
Vuelco		No se presenta ningún mecanismo de rotura en roca		

Tabla 6.25. Factores de seguridad de los movimientos de rotura en roca del talud en estudio.

Como se puede observar en la Tabla 6.25, existen zonas en las cuales no se presenta alguno o ningún tipo de mecanismo de rotura en roca, esto es debido a que de acuerdo al análisis cinemático realizado en el subcapítulo 6.5.3, ningún mecanismo de falla es propenso a suceder.

6.7 MODELADO DE LOS CASOS DE DESLIZAMIENTO ROTACIONAL CON SLIDE

El modelado se realizó partiendo de los perfiles del talud, para lo cual se tomaron tres secciones (0+040, 0+080 y 0+120) con lo cual se representa la longitud total del talud, se realizó de esta forma tomando en cuenta que se debía representar los diferentes escenarios que se observaron en campo en cuanto a estratigrafía, además de que una longitud de 40 metros se adaptó perfectamente al propósito descrito.

El primer perfil corresponde a la sección del talud ubicado en 0+040, el cual está constituido por dos estratos, en la parte inferior del talud se tiene suelo con un espesor de 16 metros, en tanto que en la parte superior se tiene una roca andesita con espesor de 12.84 metros. Es de importancia remarcar que en dicho estrato de suelo se buscara la forma de como introducirlo a los modelos para representar de una forma realista lo que ocurre en campo, es decir, introduciéndole los parámetros del suelo analizado (producto de desintegración de una brecha volcánica) o introduciéndole los parámetros de una brecha volcánica muy alterada. Lo anterior se ilustra en la Figura 6.29 a).

El segundo perfil corresponde a la sección del talud ubicada en 0+080, el cual está constituido por dos estratos, en la parte inferior del talud se tiene suelo con un espesor de 16.23 metros, en tanto que en la parte superior se tiene una brecha volcánica con espesor de 11.63 metros. De igual forma que en el primer perfil, se buscara la forma de como introducir el estrato de suelo a los modelos para representar de una forma realista lo que ocurre en campo, para lo cual se analizara si se introducen los parámetros del suelo analizado (producto de desintegración de una brecha

volcánica) o se introducen los parámetros de una brecha volcánica muy alterada. Lo anterior se ilustra en la Figura 6.29 b).

El tercer perfil corresponde a la sección del talud ubicada en 0+120, el cual está formado por dos estratos, en la parte inferior del talud se tiene suelo con un espesor de 9.98 metros, en tanto que en la parte superior del talud se tiene una roca andesita con espesor de 16.86 metros. De igual forma que en el primer y segundo perfil, se buscara la forma de como introducir el estrato de suelo a los modelos para representar de una forma realista lo que ocurre en campo, para lo cual se analizara si se introducen los parámetros del suelo analizado (producto de desintegración de una brecha volcánica) o se introducen los parámetros de una brecha volcánica muy alterada. Lo anterior se ilustra en la Figura 6.29 c).

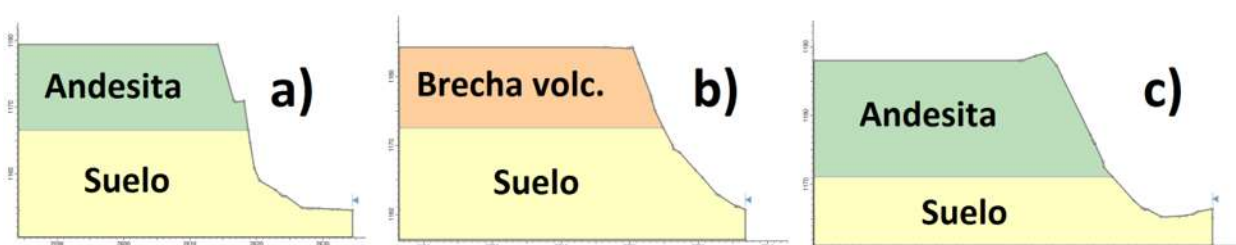


Figura 6.29. Estratos en los tres perfiles del talud

Como se mencionó se buscara la forma de como introducir el estrato de suelo a los modelos para buscar que se represente lo que sucede en campo, motivo por el cual se realizó el análisis en tres escenarios, para llegar a representar de forma más adecuada y real lo que se presenta en campo; en el primer escenario se consideró que los estratos de suelo existen en campo y se realizaron los modelos, sin aplicar ninguna acción externa, aplicando un análisis sísmico y por último incluyendo la acción del agua proveniente de la precipitación del lugar; en el segundo escenario se consideró a los estratos de suelo como una brecha volcánica muy alterada, de esta forma se realizaron los modelos, sin aplicar ninguna acción externa, aplicando un análisis sísmico y por último incluyendo la acción del agua proveniente de la precipitación del lugar; Por último se consideró a los estratos de suelo como una brecha volcánica muy alterada, pero en este caso se aplicó un análisis de sensibilidad, fijando el ángulo de fricción de la brecha volcánica y variando su cohesión, esto debido a que la brecha volcánica tiene una gran degradabilidad con lo cual su cohesión tiende a decaer, con esto se encontraría la cohesión que debe tener el material en campo para que sea estable, y por lo tanto poder tener un parámetro de cohesión base, de esta forma se llega a lo que se conoce como un backanálisis, es decir, llegar a conocer uno o varios parámetros de un material partiendo de una condición inicial conocida, que en este caso es la estabilidad del talud, con lo cual se determinara como es que se debe introducir el estrato de suelo a los modelos.

a) Primer escenario, introduciendo los parámetros del suelo analizado.

El modelo se realizó con la geometría del perfil y estratos como se ilustra en la Figura 6.29, en el primer modelo se determinó su FS en la etapa inicial por el método de Bishop simplificado, con lo cual podemos conocer en qué estado se encuentra el talud, antes de aplicarle alguna acción externa, la Figura 6.30 en (a) ilustra el modelo del perfil 0+040; en el segundo modelo en (b) se le aplicó un análisis sísmico, para lo cual Kramer (1996) sugiere que se debe aplicar $0.5 \cdot a_{max}/g$, es decir, la mitad del coeficiente sismo que le corresponda a la zona en estudio. De acuerdo a la zona en estudio le corresponde un coeficiente sísmico de 0.36g, ahora de la información de PRODISIS (2014), se debe de aplicar al análisis un coeficiente sísmico de $(0.5 \cdot 0.36g) = 0.18g$. En la Figura 6.30 en (b) se ilustra el modelo del perfil 0+040 y en la Figura 6.31 se muestra un resumen de los FS determinados para los tres perfiles.

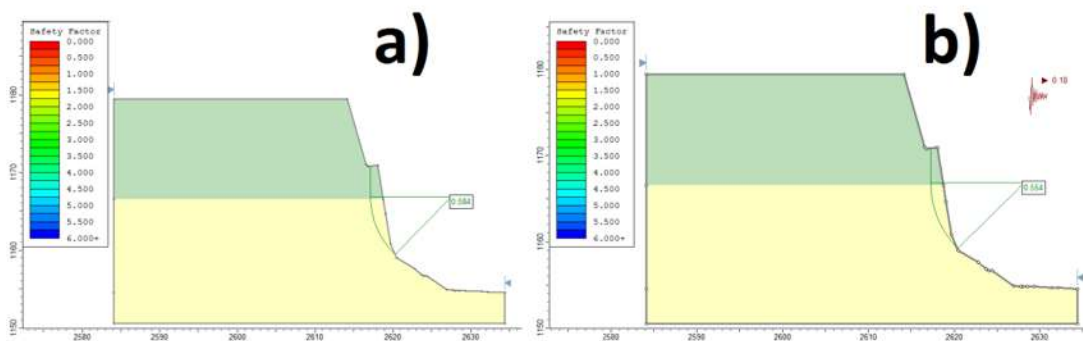


Figura 6.30. Modelos del perfil 0+040 a) sin aplicar una acción externa; b) aplicando un análisis sísmico.

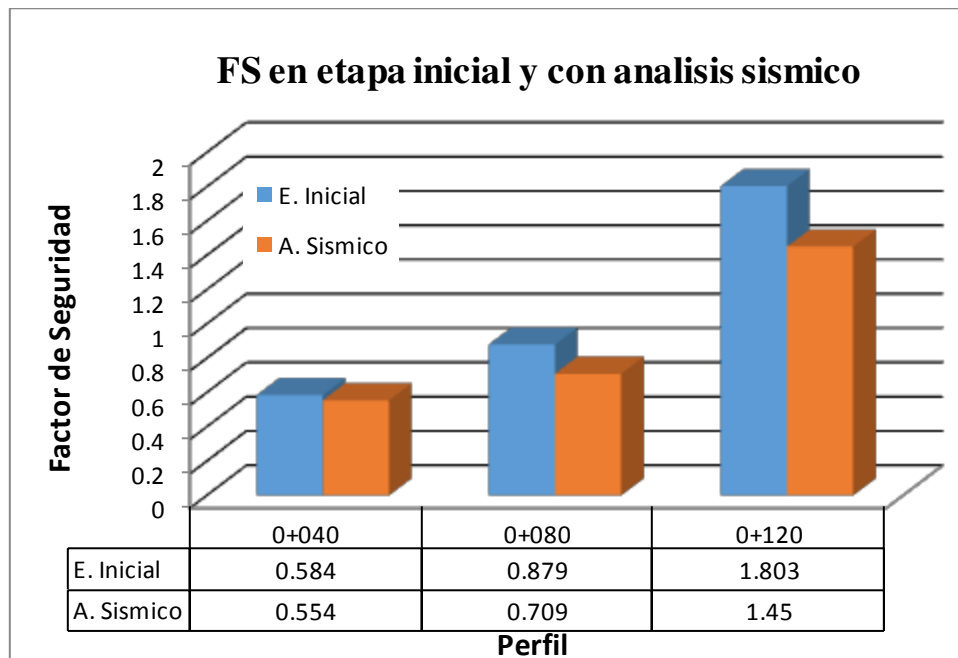


Figura 6.31. FS en modelos para la etapa inicial y aplicando un análisis sísmico en los tres perfiles.

Como se puede observar en la Figura 6.31, en la etapa inicial o en el modelo en el cual no se introdujo ninguna acción externa al análisis, se obtiene un FS mayor al obtenido aplicando un análisis sísmico, ya que la fuerza del sismo hace que su FS se reduzca.

De igual forma se realizó el modelo aplicando una infiltración de agua al talud, para lo cual se obtuvo la curva de succión matricial y permeabilidad con el software GeoStudio según se describió en el subcapítulo 4.7, por otro lado para determinar la infiltración de la roca andesita se obtuvo de acuerdo a nomogramas propuestos por Suárez (1998), donde de acuerdo al número de discontinuidades por metro y a su separación se obtiene la permeabilidad de la roca. El análisis se realizó a diferentes periodos (Etapa inicial, 1, 3, 6 y 9 días) y en cada etapa de tiempo transcurrido se calculó su respectivo FS. En la Figura 6.32 se ilustra el modelo con la etapa inicial en (a) y la etapa a 9 días en (b), mientras que en la Figura 6.33 se muestra una gráfica de los FS contra el tiempo de los diferentes perfiles.

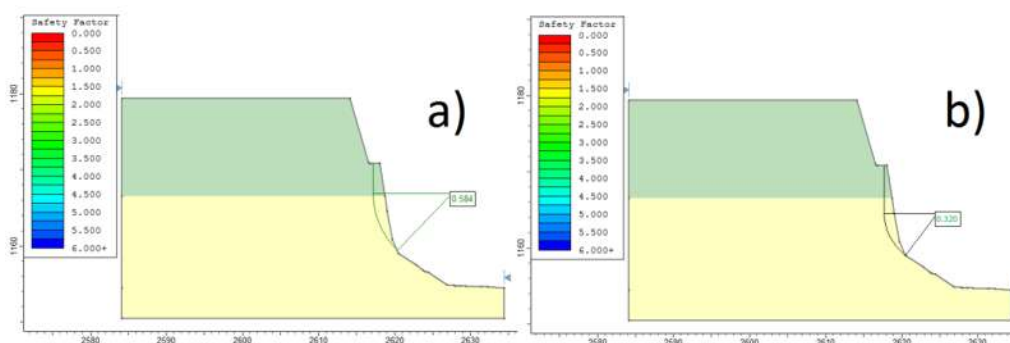


Figura 6.32. Modelos del perfil 0+040 aplicando infiltración, a) en la etapa inicial; b) a 9 días.

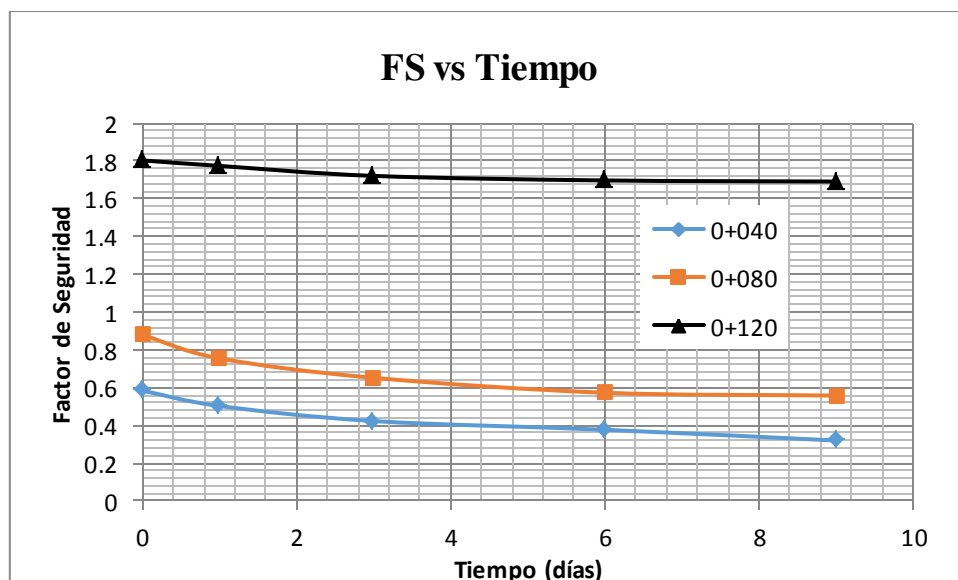


Figura 6.33. Factores de seguridad contra el tiempo de los diferentes perfiles.

Como se puede observar en la Figura 6.31 y 6.33, los perfiles 0+040 y 0+080, en la etapa inicial tienen un FS por debajo de uno, por lo cual serían inestables, y debido al bajo FS calculado es imposible que se mantengan aun, lo cual contradice lo observado en campo, ya que el talud en la condición inicial se encuentra estable, observando que no se presenta un deslizamiento sin antes aplicársele una fuerza externa como lo es un sismo o lluvias que demeriten sus propiedades mecánicas.

b) Segundo escenario, introduciendo al estrato de suelo los parámetros de una brecha volcánica muy alterada

El modelo se realizó con la geometría del perfil y estratos como se ilustra en la Figura 6.29, en el primer modelo, de igual forma que en el primer escenario, se determinó su FS por el método de Bishop simplificado, con lo cual podemos conocer en qué estado se encuentra el talud, antes de aplicarle alguna acción externa, la Figura 6.34 en (a) ilustra el modelo del perfil 0+040; en el segundo modelo se le aplicó un análisis sísmico con un coeficiente sísmico de 0.18g, en (b) se ilustra el modelo del perfil 0+040. En la Figura 6.35 se muestra un resumen de los FS determinados para los tres perfiles.

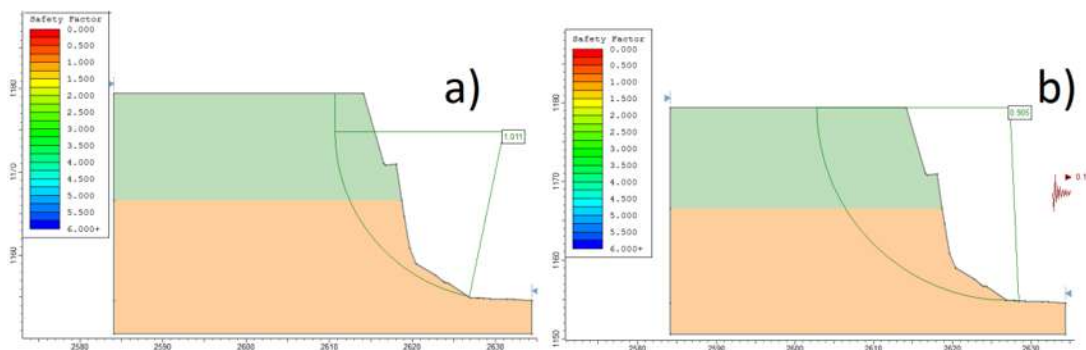


Figura 6.34. Modelos del perfil 0+040 a) sin aplicar una acción externa; b) aplicando un análisis sísmico.

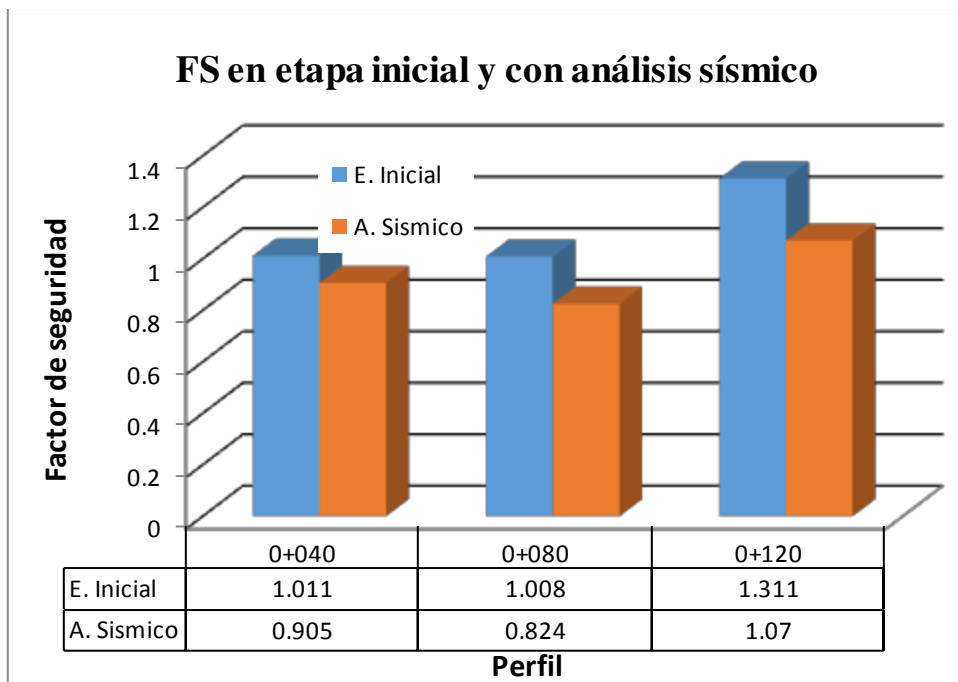


Figura 6.35. FS en modelos para la etapa inicial y aplicando un análisis sísmico en los tres casos.

De igual forma se realizó el modelo aplicando la infiltración de agua al talud, para lo cual se obtuvieron los parámetros hidráulicos de los materiales al igual que en el primer escenario. El análisis se hizo a diferentes periodos (Etapa inicial, 1, 3, 6 y 9 días) y en cada etapa de tiempo transcurrido se calculó su respectivo FS, en la Figura 6.36 se ilustra el modelo con la etapa inicial en (a) y la etapa a 9 días en (b) del perfil 0+040, mientras que en la Figura 6.37 se muestra una gráfica de los FS contra el tiempo de los diferentes perfiles.

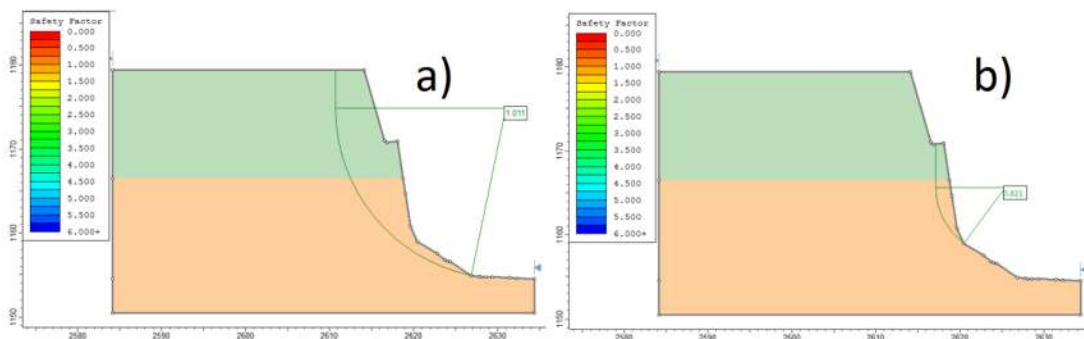


Figura 6.36. Modelos del perfil 0+040 a) con infiltración en la etapa inicial; b) etapa a 9 días.

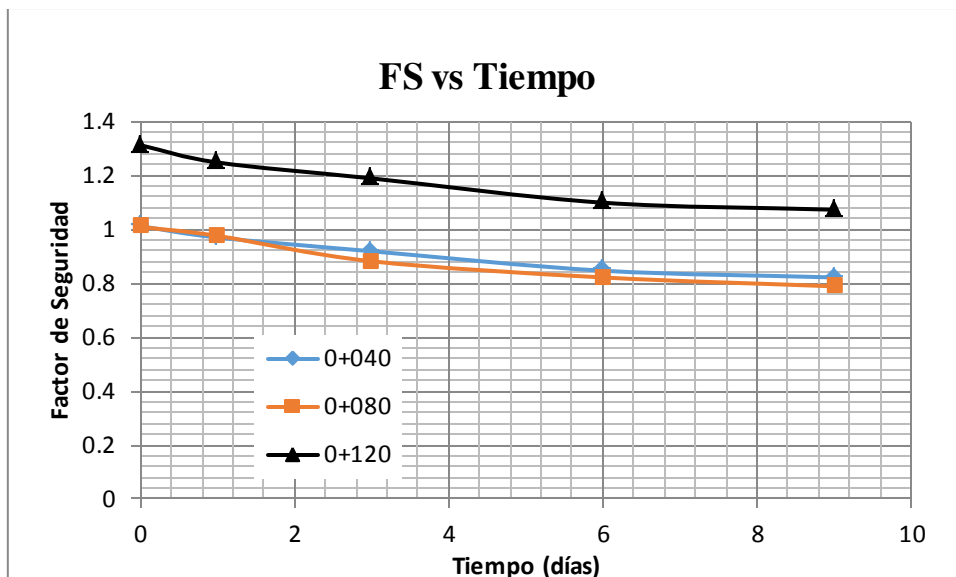


Figura 6.37. Factores de seguridad contra el tiempo de los diferentes perfiles.

Como se puede observar en la Figura 6.35 y 6.37, los tres perfiles en su etapa inicial son estables ya que tienen un FS mayor de 1.0 (que es un estado de inminente equilibrio), lo cual represente de forma más real lo que se presenta en campo, pues al aplicarle la acción de una fuerza sísmica o la infiltración de agua, los FS decrecen hasta llegar a estar en un estado inestable con lo cual provocaría un deslizamiento; el perfil 0+120 es el único que se encuentra estable aun cuando se le aplique la fuerza sísmica o la acción del agua, pero tiene mecanismos de rotura en roca como se puede observar en la Tabla 6.25. Cabe recalcar que a pesar de que se determinaron los FS mayores de uno para la etapa inicial, Suárez (1998) propone que un talud es estable cuando tiene un FS mayor de 1.3, aunado a esto el deslizamiento puede producir pérdidas económicas no muy importantes, por lo que se debe buscar su estabilización.

c) Tercer escenario, introduciendo al estrato de suelo los parámetros de una brecha volcánica muy alterada y aplicando un análisis de sensibilidad a la cohesión de la brecha volcánica

En el tercer escenario partimos de considerar que el estrato de suelo no existe en campo y se trata de un estrato de brecha volcánica, que debido a la gran alteración que tiene se puede confundir con suelo. De esta forma se partió realizando un análisis de estabilidad aplicando el análisis de sensibilidad a la cohesión de la brecha volcánica, ya que conforme se va degradando este material su cohesión tiende a disminuir, determinándose para cada perfil la cohesión mínima que debe tener la brecha volcánica, para que el talud obtenga un FS de 1.0. En la Figura 6.38 se muestran los análisis de sensibilidad de los perfiles 0+040 en (a), 0+080 en (b) y 0+120 en (c). Con lo cual se determinó que la cohesión mínima para el perfil 0+040 es de 35.56 KN/m², para el perfil 0+080 es de 35.96 KN/m² y para el perfil de 0+120 es de 4.206 KN/m². Unas veces obtenido esto,

se puede conocer que se necesita una cohesión promedio de 35.96 KN/m² para que el talud tenga un FS mayor a 1.0.

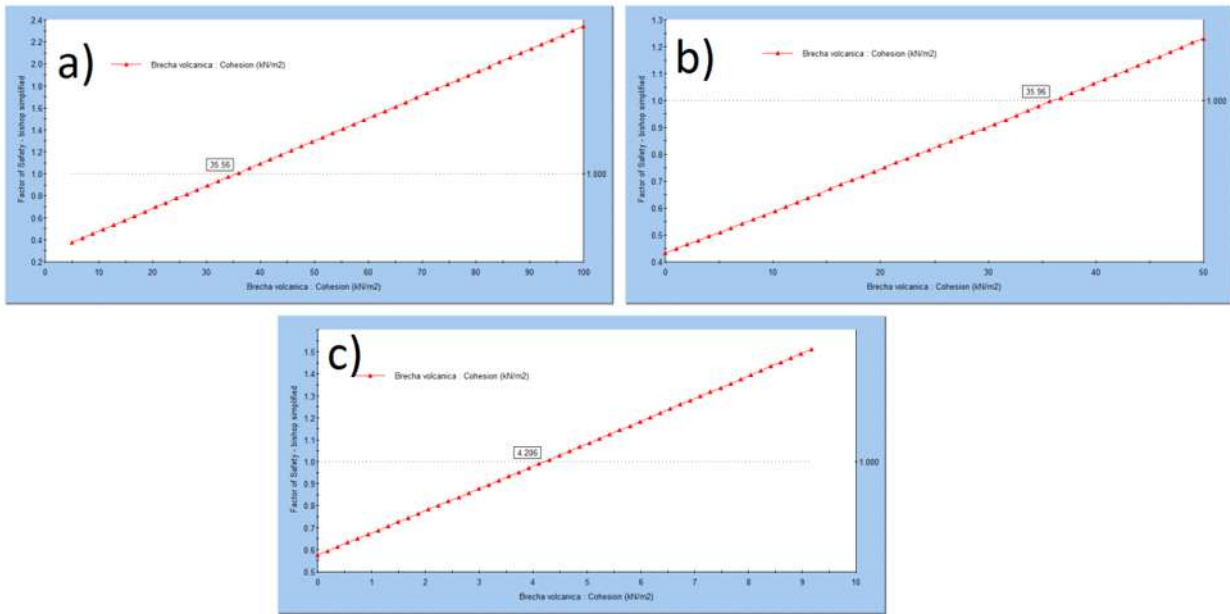


Figura 6.38. Análisis de sensibilidad de los perfiles a) 0+040; b) 0+080; y c) 0+120.

Una vez obtenida la cohesión necesaria para que el talud tenga un FS mayor de 1.0, se realizaron los modelos en la etapa inicial (Figura 6.39 a) y aplicándoles un análisis sísmico (Figura 6.39 b) con un coeficiente sísmico de 0.18g. En la Figura 6.40 se muestra un resumen de los FS determinados para los tres perfiles.

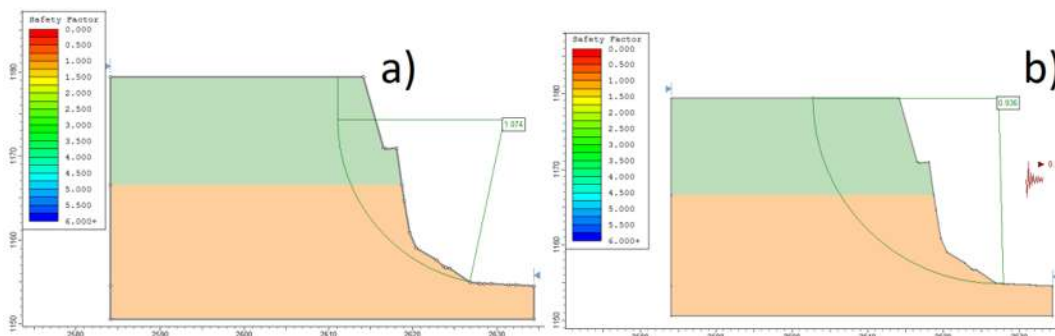


Figura 6.39. Modelos del perfil 0+040 a) sin aplicar una acción externa; b) aplicando un análisis sísmico.

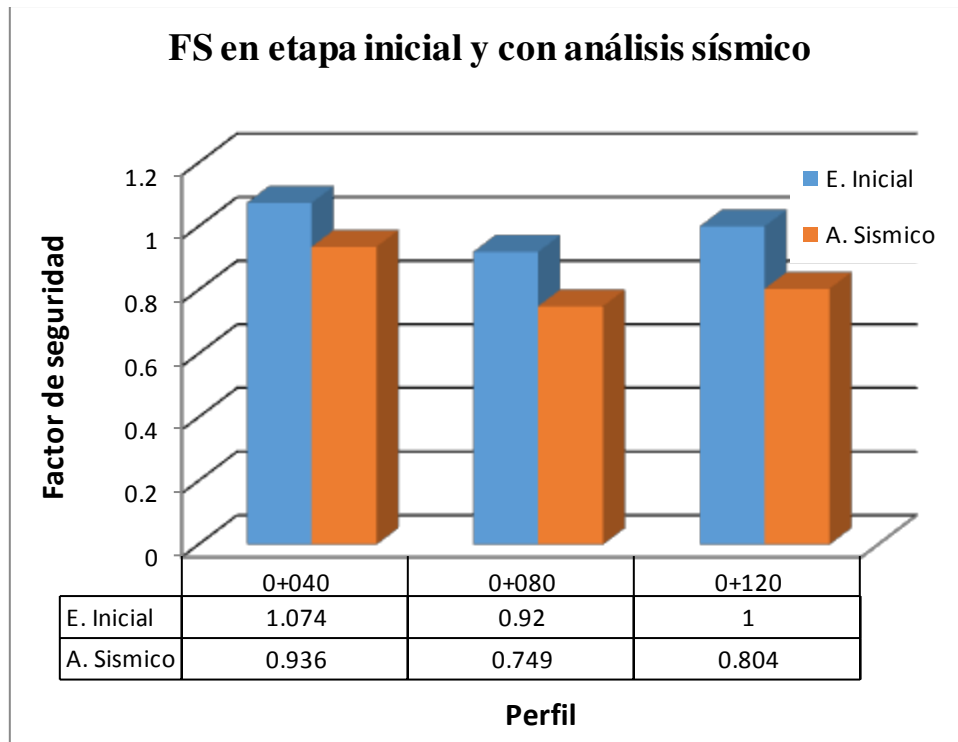


Figura 6.40. FS en modelos para la etapa inicial y aplicando un análisis sísmico en los tres casos.

De igual forma se realizó el modelo aplicando una infiltración de agua al talud, para lo cual se obtuvieron los parámetros hidráulicos de los materiales al igual que en el primer escenario. El análisis se hizo con diferentes periodos (Etapa inicial, 1, 3, 6 y 9 días) y en cada etapa de tiempo transcurrido se calculó su respectivo FS. En la Figura 6.41 se ilustra el modelo con la etapa inicial en (a)) y la etapa a 9 días en (b)) del perfil 0+040, mientras que en la Figura 6.42 se muestra una gráfica de los FS contra el tiempo de los diferentes perfiles.

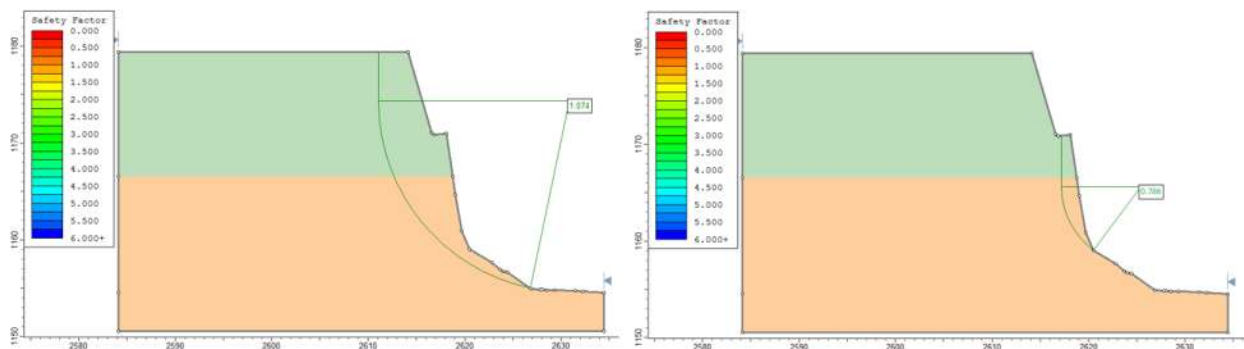


Figura 6.41. Modelos del perfil 0+040, a) aplicando infiltración en la etapa inicial; b) etapa a 9 días.

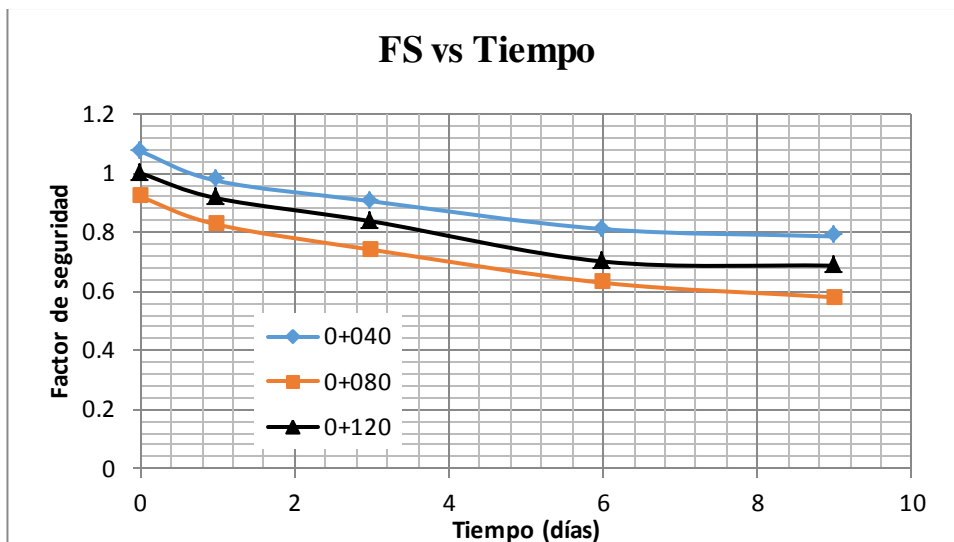


Figura 6.42. Factores de seguridad contra el tiempo de los diferentes perfiles.

Como se puede observar en la Figura 6.40 y 6.42, se llegó a determinar la cohesión que debe tener la brecha volcánica para que el talud se encuentre estable en la etapa inicial, esta resultó ser de 35.96 KN/m^2 , una vez aplicados el análisis sísmico y la precipitación al modelo, el FS decae por debajo de 1.0, con lo cual el talud se vuelve inestable, lo que refleja lo observado en campo. Dicha cohesión de la brecha se hace variar ya que con la constante de la degradación que tiene el material, su cohesión tiende a decrecer. Por lo que se llega a concluir que la cohesión que le corresponde a la brecha debe estar alrededor de 35.96 KN/m^2 para que el talud se encuentre estable en su etapa inicial y con esto represente adecuadamente lo que se presenta en campo

Una vez realizados y analizados los modelos se concluye lo siguiente:

1. *Primer escenario*, se corroboró que el suelo se debe modelar con los parámetros de una brecha volcánica muy alterada, ya que al modelarlo con los parámetros del suelo, el talud resulta inestable en la etapa inicial, lo cual es un error ya que en ese momento estaría fallando rotacionalmente antes de si quiera aplicar una fuerza externa. Por lo tanto este caso quedó descartado y se sustenta la propuesta de que al estrato de suelo se le introdujeran los parámetros de una brecha volcánica muy alterada, ya que proviene de una brecha volcánica que debido a su degradabilidad, se presenta como suelo.
2. *Segundo escenario*, se sustentó la propuesta de que el estrato de suelo se le tratara como una brecha volcánica muy alterada, ya que en los modelos realizados para la etapa inicial se obtuvo un FS mayor de 1.0, con lo cual el talud se encuentra estable, posteriormente al aplicar el modelo una fuerza externa como la acción de una fuerza sísmica o la precipitación del lugar, el FS tiende a decaer hasta valores menores 1.0, con lo cual el talud se encontraría en un estado de inestabilidad, esto representa de forma más real lo que sucede en campo, ya que cuando se presentan precipitaciones de larga duración de tiempo (más de 1 día) o sismos, se dan los deslizamientos en campo.

3. *Tercer escenario*, se fundamenta de igual forma la teoría ya mencionada, ya que al realizar el análisis de sensibilidad al modelo, se determinó que la cohesión necesaria para que el talud sea estable es de 35.96 kN/m^2 mientras que la cohesión determinada para la brecha según las pruebas de laboratorio y el software RocData es 31.00 kN/m^2 , los cuales son valores muy próximos y con los dos valores se llega a la estabilidad del talud en la etapa inicial.

Por lo anteriormente descrito se sustentó la teoría de que a los estratos de suelo se les debe tratar con los parámetros de una brecha volcánica muy alterada, esto es debido a que la degradabilidad de la brecha hace que en campo esta se observe como un suelo. Dicha degradabilidad del material se puede sustentar con las pruebas de durabilidad realizadas en el material, lo cual se describió en la Figura 6.13, donde se observa que este material tiene un índice de durabilidad a 5 días de 4.82% promedio. Por lo tanto el segundo escenario, será el que se tomará para continuar con el análisis y proponer un método de estabilización adecuado, de igual forma se tomará dicha geometría y propiedades de los materiales para realizar el modelado de caídos de roca con el software RocFall.

6.8 MODELADO DE CAÍDOS DE ROCA CON ROCFALL

El modelado de los caídos de roca se realizó con el software RocFall según describe la metodología del Subcapítulo 4.8. Para este estudio se desarrollaron tres modelos que corresponden a los perfiles del talud a 0+040, 0+080 y 0+120 metros del inicio de este. Para cada modelo se utilizó la geometría y sus propios materiales, además para tener parámetros más exactos se hicieron modelos con tres tipos de bloque ya que los desprendimientos son variables en cuanto a dimensiones.

Las dimensiones de los bloques propuestos para los modelos se hicieron de acuerdo a los fragmentos de roca encontrados en campo, que fueron producto de un movimiento de rotura en roca. Dichas dimensiones para los perfiles 0+040 y 0+080 son: a) $0.20 \times 0.30 \times 0.30$ metros, b) $0.45 \times 0.50 \times 0.20$ metros, c) $0.10 \times 0.20 \times 0.10$ metros; mientras que para el perfil 0+120 son: a) $0.80 \times 0.60 \times 0.60$ metros, b) $0.45 \times 0.50 \times 0.20$ metros, c) $1.00 \times 0.80 \times 1.10$, ya que en esta zona se observaron los bloques de mayores dimensiones, aproximadamente de 1 m^3 . La densidad de la roca (Andesita) es de 2.65 grs/cm^3 como media. El número de bloques desprendidos se propuso de 500 y 1000 en cada modelo, con lo cual se busca representar los escenarios más desfavorables que se pudieran presentar en campo.

- a) El modelo No. 1 corresponde al perfil 0+040 del cadenamiento, dicho perfil tiene una altura de 24.70 m y se encuentra compuesto por un estrato de andesita, la cual se encuentra en la parte alta (color azul) y el segundo estrato ubicado en la parte baja y es de una brecha volcánica (color café), como se puede observar los estratos son tomados verticalmente, debido a lo que influye en el modelo es el material del que está compuesto la superficie donde caerán los bloques de roca. El rompimiento del talud se ubicó en la parte superior del talud, debido a que es en ese punto donde se presentan las principales discontinuidades, y es la ubicación

donde se presentarían los diferentes mecanismos de rotura en roca que ya se describieron en el subcapítulo 6.6 (Fig. 6.43).

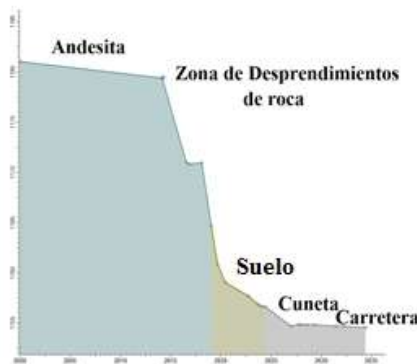
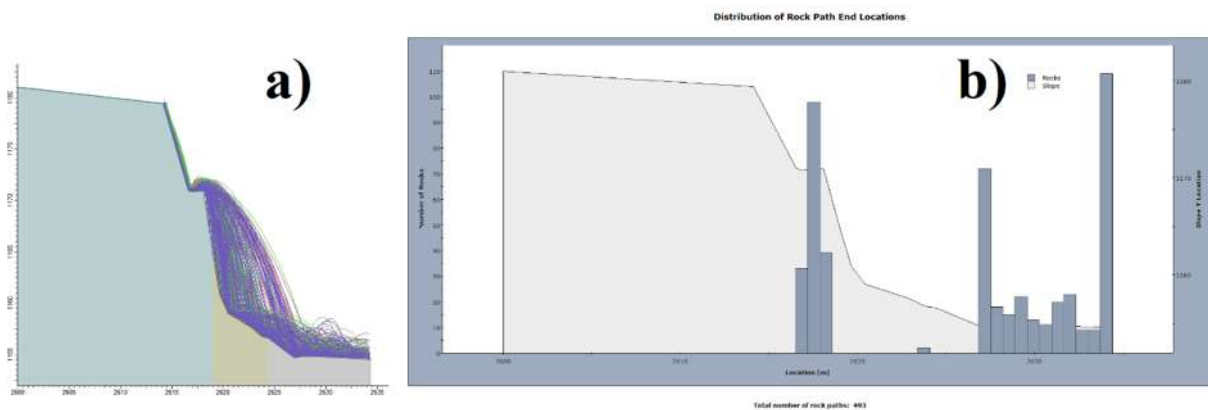


Figura 6.43. Esquema del perfil 0+040.

En la primer corrida se hizo proponiendo 500 bloques de roca y seguido de esto se realizó la corrida de 1000 bloques, de acuerdo a los resultados se determinó que 321 y 565 fragmentos del total llegarían a obstruir la carretera para las corridas de 500 y 1000 bloques respectivamente, lo anterior se ilustra en la Figura 6.44, donde se observan las trayectorias de los fragmentos al producirse el mecanismo de rotura del macizo rocoso en (a) y (c) (para las corridas de 500 y 1000 bloques respectivamente), de igual forma se ilustra el número de fragmentos en su posición final de acuerdo a la geometría del talud en (b) y (d) (para las corridas de 500 y 1000 bloques respectivamente). En la Tabla 6.26 se muestra un resumen del número de fragmentos de roca que se alojarían en la carretera al producirse el movimiento de rotura del macizo con respecto del número de fragmentos desprendidos, dichos datos se obtuvieron de las imágenes 6.44 (b) y (d), que ilustra la posición final de los bloques, en el eje horizontal se observa la ubicación en metros en la cual quedan alojados los bloques, mientras que en el eje vertical se da el número de bloques, así por ejemplo en la Figura 6.44 (b), la barra final de la derecha ilustra que existen 104 bloques en la posición de 34 metros contados desde el inicio del perfil.



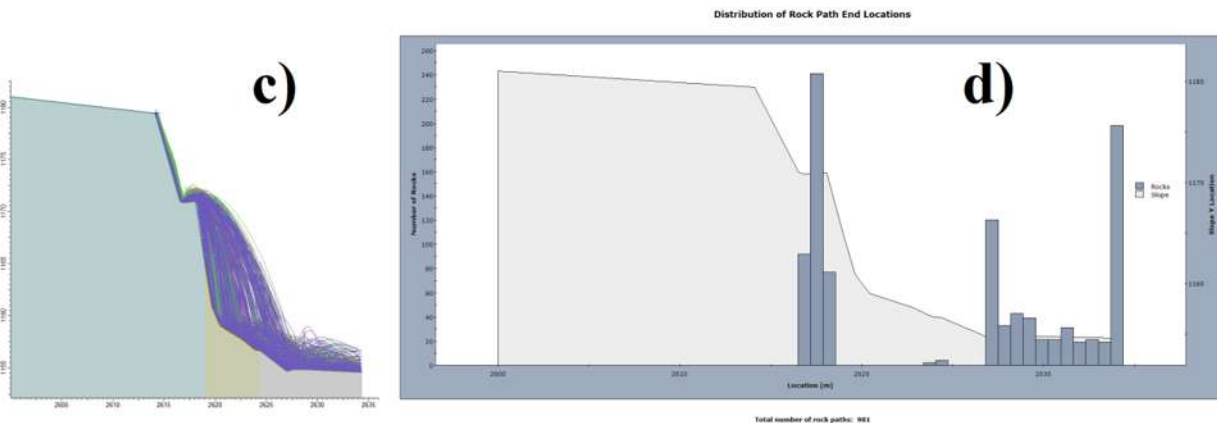


Figura 6.44. Perfil 0+080 a) y c) Trayectorias de los fragmentos al producirse el mecanismo de rotura en roca para 500 y 1000 bloques respectivamente, b) y d) Distribución de la ubicación final de los fragmentos de roca para 500 y 1000 bloques respectivamente.

Perfil	Número de fragmentos de roca	Número de rocas alojadas en la carretera	Energía Máxima (Kj)	Energía Final (Kj)	Posición Final (m)	Velocidad de propagación promedio (m/s)
0+040	500	321	10.82	4.03	34	8.5
	1000	565	11.95	4.07	34	8.45

Tabla 6.26. Resultados del modelo del perfil 0+040, utilizando el RocFall, mostrando los fragmentos que llegan a la carpeta asfáltica.

Para detener los fragmentos de roca desprendidos y estos no bloqueen la carretera, se propone colocar una barrera metálica de 7 metros de altura en la parte baja del talud, entre el talud y la cuneta, dicha barrera recibirá impactos de los bloques con una energía de 20 Kj, por lo cual la barrera propuesta debe tener una resistencia mayor; una vez determinada la energía que debe resistir la barrera metálica se propuso una barrera tipo RMC 050/A, que es de tipo metálica y tiene una resistencia de 500 kj, por lo cual resistirá adecuadamente los impactos, se propuso esta barrera por ser la de menor capacidad de las barreras tipo que se dan en el software RocFall. En la Figura 6.45 se ilustra la influencia de dicho muro en la trayectoria de los desprendimientos de fragmentos de rocas, para un número de desprendimientos de 500 (a) y 1000 (b) fragmentos de rocas.

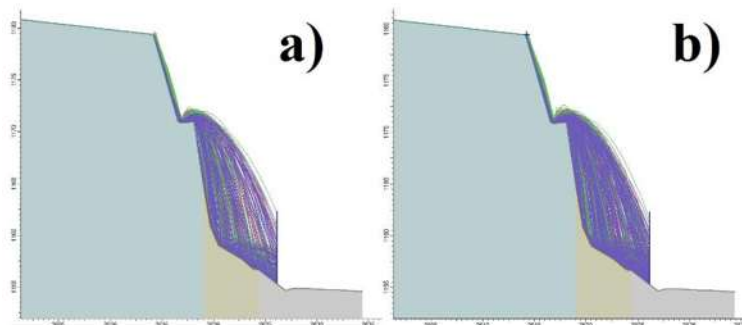


Figura 6.45 Perfil 0+040, influencia de la barrera en la trayectoria de los desprendimientos de fragmentos de rocas con 500 y 1000 rocas respectivamente.

- b) El modelo No. 2 corresponde al perfil 0+080 del cadenamiento propuesto, este tiene una altura de 23.60 m, y se encuentra compuesto por un estrato de andesita en la parte superior del talud y en la parte baja se tiene un estrato de brecha volcánica, la zona crítica del movimiento se fijó en la parte superior del talud, debido a que es en ese punto donde se presentan las principales discontinuidades, y es la ubicación donde se presentarían los diferentes mecanismos de rotura en roca que ya se describieron en el subcapítulo 6.6 (Figura 6.46).



Figura 6.46. Esquema del perfil 0+080.

En el segundo caso en estudio el modelo se hizo proponiendo 500 fragmentos de roca y seguido de esto se realizó la corrida de 1000 bloques, de acuerdo a los resultados se determinó que la totalidad de fragmentos del total llegarían a obstruir la carretera para las corridas de 500 y 1000 bloques respectivamente. Lo anterior se ilustra en la Figura 6.47, donde se observan las trayectorias de los fragmentos al producirse el mecanismo de rotura en roca en (a) y (c) (para las corridas de 500 y 1000 bloques respectivamente), de igual forma se ilustra el número de fragmentos en su posición final de acuerdo a la geometría del talud en (b) y (d) (para las corridas de 500 y 1000 bloques respectivamente). En la Tabla 6.27 se muestra un resumen del número de fragmentos de roca que se alojarían en la carretera al producirse el movimiento de rotura en roca con respecto del número de fragmentos a desprenderse, dichos datos se obtuvieron de las imágenes 6.47 (b) y (d), que ilustra la posición final de los bloques, en el eje horizontal se observa la ubicación en metros en la cual quedan alojados los bloques, mientras que en el eje

vertical se da el número de bloques, así por ejemplo en la Figura 6.47 (b), la barra final de la derecha ilustra que existen 500 bloques en la posición de 32.49 metros contados desde el inicio del perfil.

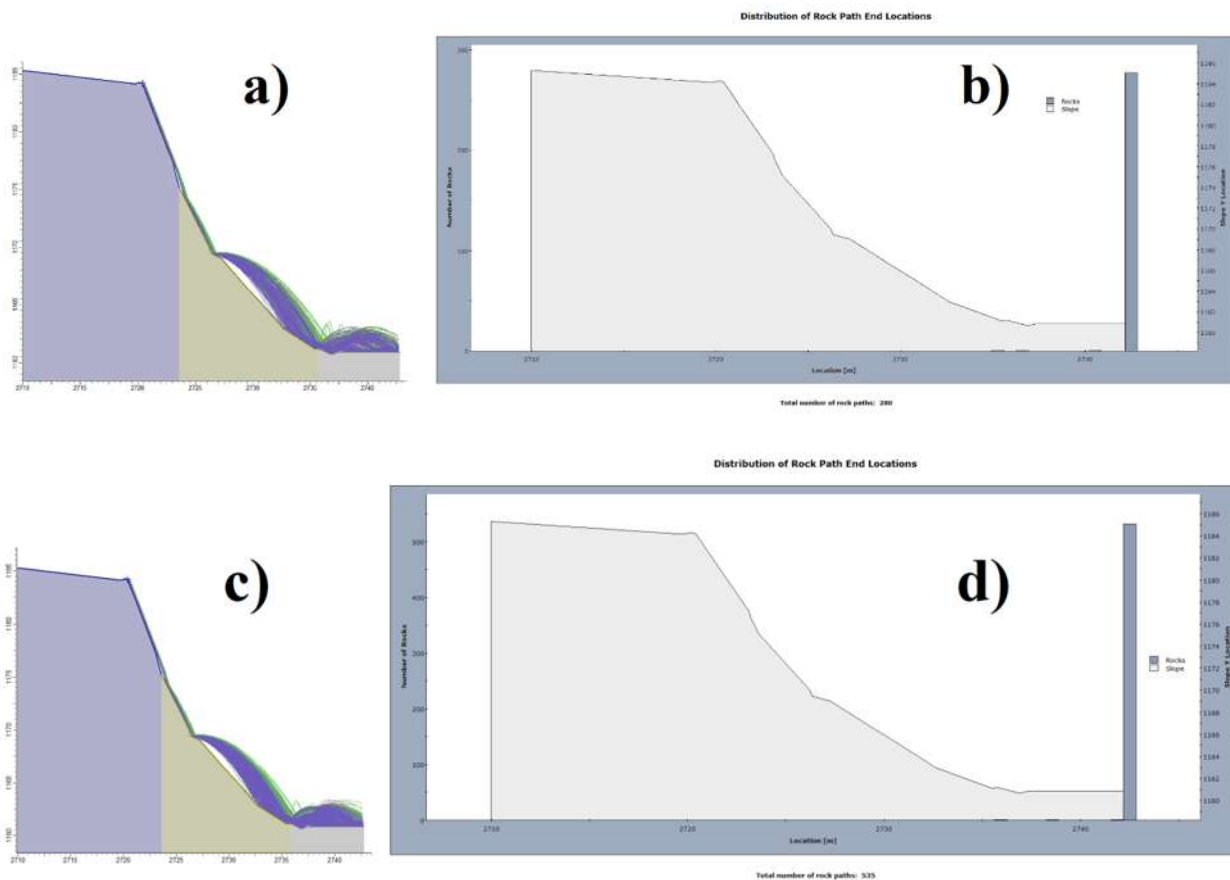


Figura 6.47. Perfil 0+080 a) y c) Trayectorias de los fragmentos al producirse el mecanismo de rotura en roca para 500 y 1000 bloques respectivamente, b) y d) Distribución de la ubicación final de los fragmentos de roca para 500 y 1000 bloques respectivamente.

Perfil	Número de fragmentos de roca	Número de rocas alojadas en la carretera	Energía Máxima (Kj)	Energía Final (Kj)	Posición Final (m)	Velocidad de propagación promedio (m/s)
0+080	500	500	13.49	5.11	32.49	9.88
	1000	1000	13.30	5.34	32.49	9.61

Tabla 6.27. Número de fragmentos de roca alojados en el cuerpo de la carretera después del movimiento de rotura en roca, perfil 0+080.

Para detener los fragmentos de roca desprendidos y estos no bloqueen la carretera, se propone colocar una barrera metálica de 2.5 metros de altura en la parte baja del talud, entre el talud y la cuneta, recibirá impactos de los bloques con una energía de 20 Kj, por lo cual la barrera propuesta debe tener una resistencia mayor; una vez determinada la energía que debe resistir la

barrera metálica se propuso una barrera tipo RMC 050/A, que es de tipo metálica y tiene una resistencia de 500 kJ, por lo cual resistirá adecuadamente los impactos, se propuso esta barrera por ser la de menor capacidad de las barreras tipo que se dan en el software RocFall. En la Figura 6.48 se ilustra la influencia de dicha barrera en la trayectoria de los desprendimientos de fragmentos de rocas, para un número de desprendimientos de 500 (a) y 1000 (b) fragmentos.

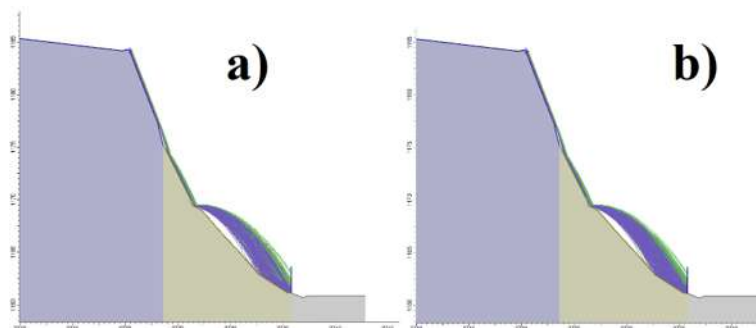


Figura 6.48. Influencia de la barrera en la trayectoria de los desprendimientos de fragmentos de rocas con 500 y 1000 rocas respectivamente.

- c) El modelo No. 3 corresponde al perfil del cadenamiento en estudio 0+120 m en el talud, dicho perfil tiene una altura de 24.10 m, y se encuentra compuesto por una zona en la parte superior del talud de andesita y otra en la parte baja de suelo, el movimiento de rotura en la roca se fijó en la parte superior del talud, debido a que es en ese punto donde se presentan las principales discontinuidades, y es la ubicación donde se presentarían los diferentes mecanismos de rotura en roca que ya se describieron en el subcapítulo 6.6 (Figura 6.49).



Figura 6.49. Esquema del perfil 0+120.

En el tercer caso en estudio de igual forma se hizo proponiendo 500 fragmentos de roca y seguido de esto se realizó la corrida de 1000 bloques, de acuerdo a los resultados se determinó que la totalidad de fragmentos del total llegarían a obstruir la carretera para las corridas de 500 y 1000 bloques respectivamente. Lo anterior se ilustra en la Figura 6.50, donde se observan las

trayectorias de los fragmentos al producirse el mecanismo de rotura en roca en (a) y (c) (para las corridas de 500 y 1000 bloques respectivamente), de igual forma se ilustra el número de fragmentos en su posición final de acuerdo a la geometría del talud en (b) y (d) (para las corridas de 500 y 1000 bloques respectivamente). En la Tabla 6.28 se muestra un resumen del número de fragmentos de roca que se alojarían en la carretera al producirse el movimiento de rotura en roca con respecto del número de fragmentos a desprenderse, dichos datos se obtuvieron de las imágenes 6.50 (b) y (d), que ilustra la posición final de los bloques, en el eje horizontal se observa la ubicación en metros en la cual quedan alojados los bloques, mientras que en el eje vertical se da el número de bloques, así por ejemplo en la Figura 6.50 (b), la barra final de la derecha ilustra que existen 500 bloques en la posición de 41.95 metros contados desde el inicio del perfil.

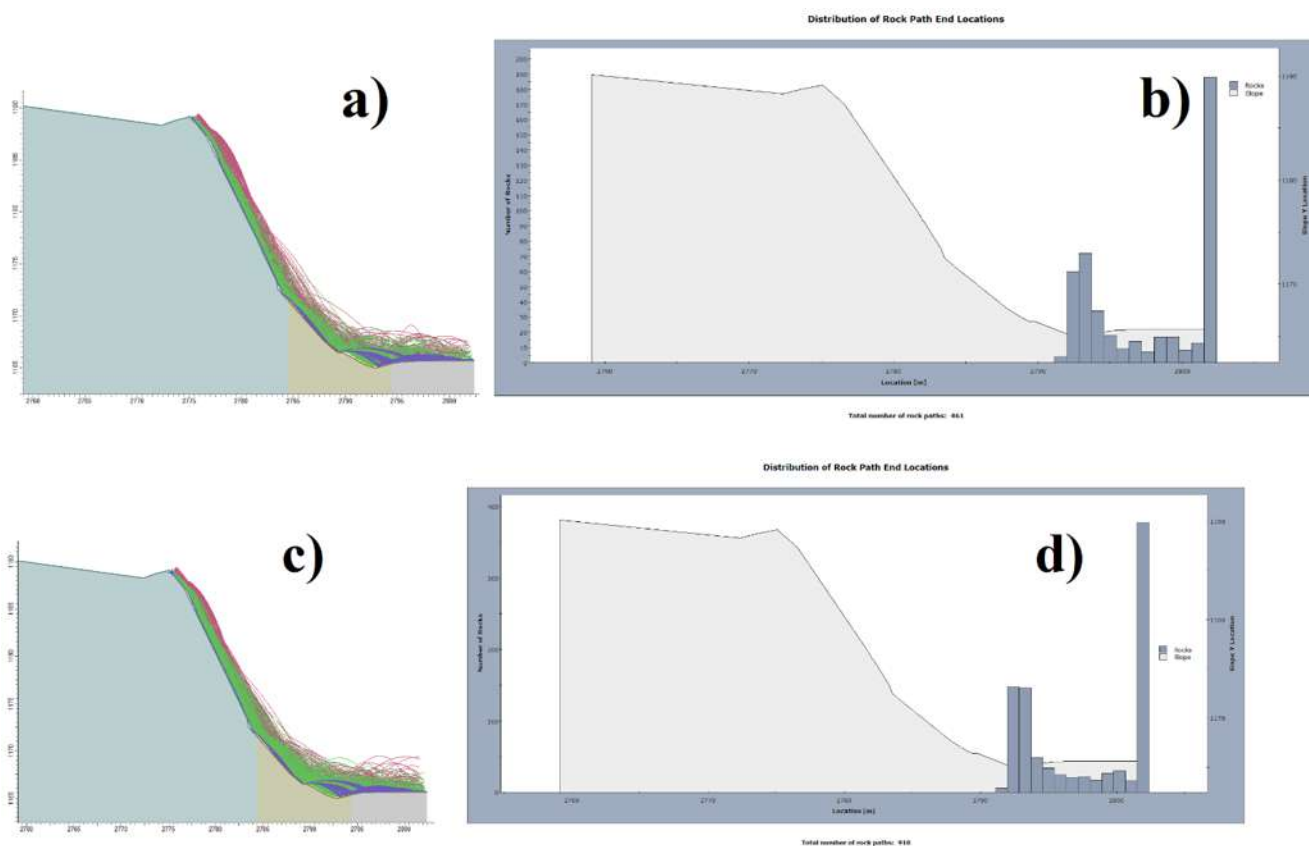


Figura 6.50. a) y c) Trayectorias de los fragmentos al producirse el mecanismo de rotura en roca para 500 y 1000 bloques respectivamente, b) y d) Distribución de la ubicación final de los fragmentos de roca para 500 y 1000 bloques respectivamente.

Perfil	Número de fragmentos de roca	Número de rocas alojadas en la carretera	Energía Máxima (Kj)	Energía Final (Kj)	Posición Final (m)	Velocidad de propagación promedio (m/s)
0+120	500	500	271.33	1.56	41.95	8.19
	1000	1000	264.53	1.67	41.95	8.30

Tabla 6.28. Número de fragmentos de roca alojados en el cuerpo de la carretera después del movimiento de rotura en roca, perfil 0+120.

Para detener los fragmentos de roca desprendidos y estos no bloqueen la carretera, se propone colocar una barrera metálica de 4.50 metros de altura en la parte baja del talud, entre el talud y la cuneta, recibirá impactos de los bloques con una energía de 375 Kj, por lo cual la barrera propuesta debe tener una resistencia mayor; una vez determinada la energía que debe resistir la barrera metálica se propuso una barrera tipo RMC 050/A, que es de tipo metálica y tiene una resistencia de 500 kj, por lo cual resistirá adecuadamente los impactos, se propuso esta barrera por ser la de menor capacidad de las barreras tipo que se dan en el software RocFall. En la Figura 6.51 se ilustra la influencia de dicha barrera de 4.50 metros en la trayectoria de los desprendimientos de fragmentos de rocas, para un número de desprendimientos de 500 (a) y 1000 (b) rocas.

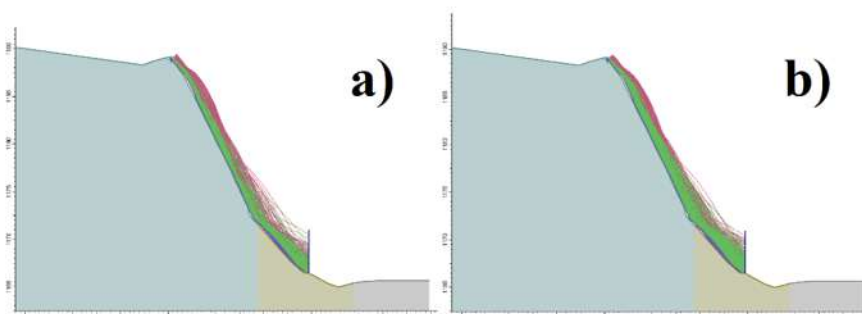


Figura 6.51 a), b) y c). Perfil 0+120. Influencia de la barrera en la trayectoria de los desprendimientos de fragmentos de rocas con 500 y 1000 rocas.

Una vez determinadas las propiedades de los materiales que componen el talud (como son su resistencia, absorción, densidad, durabilidad, sus propiedades hidráulicas, etc.), se aplicaron los modelos de proyecciones estereográfica con el software Dips, se modeló con los software RocTopple, RocPlane y Swedge, para obtener los FS de los mecanismos de rotura en roca; además de que se determinaron los FS por movimientos rotacionales empleando el software Slide, con lo cual se determinaron los posibles movimientos de falla que se podrían presentar tanto en roca como en suelo, motivo por el cual se tendrá que buscar la mejor alternativa para hacer propuestas de mejoramiento de esos sitios, con el objeto de hacer conciencia en la importancia de emplear mecanismos de prevención y mitigación en cualquier tipo de obra, lo que dará seguridad a los usuarios que circulan constantemente por estos caminos.

6.9 MECANISMOS PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL TALUD

Una vez obtenidos los FS tanto para los movimientos de rotura en roca (cuña, vuelco, planar), caídos de bloques y movimientos rotacionales; se sustenta la necesidad de un mecanismo de estabilización para estos movimientos, de tal forma que aumenten dichos FS o controlen estos movimientos, en los siguientes subcapítulos se proponen los mecanismos de estabilización más viables.

6.9.1 Mecanismo de estabilización para falla rotacional

El talud fue modelado en Slide, para lo cual se tomaron 3 perfiles (0+040, 0+080 y 0+120), en cada uno de ellos se modeló el efecto de la fuerza sísmica y la influencia del agua infiltrada, debido a la precipitación del lugar, remarcando que el escenario más representativo y que tiene más similitud con lo real (condiciones de campo) es el caso (b) en el cual se consideró que el estrato de suelo se le debe tratar con los parámetros de una brecha volcánica muy alterada, con lo que se obtuvieron los FS de cada modelo. Una vez obtenido esto se propuso un método de estabilización a base de micropilotes con una cierta geometría y resistencia para aumentar la estabilidad del talud y obtener así un FS mayor de 1.3.

El primer perfil, 0+040, está constituido por dos estratos, en la parte inferior del talud se tiene un estrato de suelo que se comporta como una brecha volcánica muy alterada con un espesor de 16 metros, en tanto que en la parte superior del talud se tiene una roca andesita con espesor de 12.84 metros. Según lo descrito en el Subcapítulo 6.7 b, se obtuvo un FS de 1.011 en la etapa inicial (sin aplicar ninguna fuerza externa), un FS de 0.905 aplicando el análisis sísmico y un FS de 0.821 al modelar la infiltración del agua a 9 días de lluvia. Para lo cual se propuso un sistema de 4 anclas separadas 3.5 metros en sentido vertical y 1.5 metros en sentido horizontal, estos estarán compuestos por una varillas de 50 mm de diámetro nominal y un $F_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$; dichas anclas tendrán las siguientes características: dirección normal al talud, el primer anclaje estará ubicado en el pie del talud con una longitud de 5.5 metros, el segundo tendrá una longitud de 6.5 metros, el tercero y cuarto tendrán una longitud de 4 metros; de esta forma se obtuvo un FS de 1.721 en la etapa inicial (sin aplicar ninguna fuerza externa), un FS de 1.330 al aplicar el análisis sísmico y un FS de 1.303 al modelar la infiltración del agua a 9 días de lluvia, con lo cual el talud se estabilizaría ya que su FS tendría un valor mayor de 1.3, lo anterior se ilustra en la Figura 6.52 a, b y c respectivamente.

En el estrato de suelo se deberá realizar primero un mejoramiento para disminuir su permeabilidad y aumentar su resistencia, lo cual se realizara mediante la inyección de geles sílice, que es una solución acuosa de silicato de sodio con reactivo a base de diésteres metílicos – etílicos y agua, se realizara a cada 1.5 metros sobre dicho estrato.

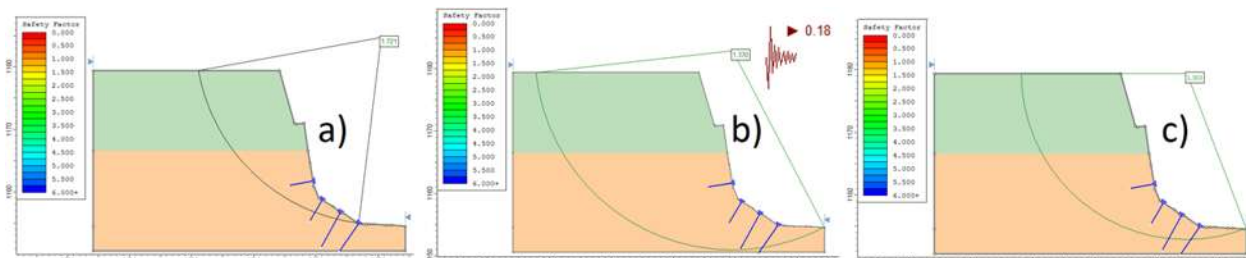


Figura 6.52. Modelos del perfil 0+040 sin aplicar una acción externa a), aplicando un análisis sísmico b) y con una infiltración a 9 días c).

El segundo perfil, 0+080, está constituido por dos estratos, en la parte inferior del talud se tiene suelo con un espesor de 16.23 metros, en tanto que en la parte superior se tiene una brecha volcánica con espesor de 11.63 metros. Según lo descrito en el Subcapítulo 6.7 b, se obtuvo un FS de 1.008 en la etapa inicial (sin aplicar ninguna fuerza externa), un FS de 0.824 al aplicar el análisis sísmico y un FS de 0.788 al modelar la infiltración del agua a 9 días de lluvia. Para lo cual se propuso un sistema de 5 anclas separadas 4 metros en sentido vertical y 1.5 metros en sentido horizontal, estarán compuestas por una varillas de 50 mm de diámetro nominal y un $F_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$; dichas anclas tendrán las siguientes características: las anclas tendrán una dirección normal al talud, el primer anclaje estará ubicado a 1.5 metros del pie del talud y tendrá una longitud de 1 metro, el segundo tendrá una longitud de 7 metros, el tercero tendrá una longitud de 8 metros, el cuarto tendrá una longitud de 6 metros y el quinto tendrá una longitud de 9 metros; de esta forma se obtuvo un FS de 1.771 en la etapa inicial (sin aplicar ninguna fuerza externa), un FS de 1.342 al aplicar el análisis sísmico y un FS de 1.313 al modelar la infiltración del agua a 9 días de lluvia, con lo cual el talud se estabilizaría ya que su FS tendría un valor mayor de 1.3, lo anterior se ilustra en la Figura 6.53 a, b y c respectivamente.

En el estrato de suelo se deberá realizar primero un mejoramiento para disminuir su permeabilidad y aumentar su resistencia, lo cual se realizara mediante la inyección de geles sílice, que es una solución acuosa de silicato de sodio con reactivo a base de diésteres metílicos – etílicos y agua, se realizara a cada 1.5 metros sobre dicho estrato.

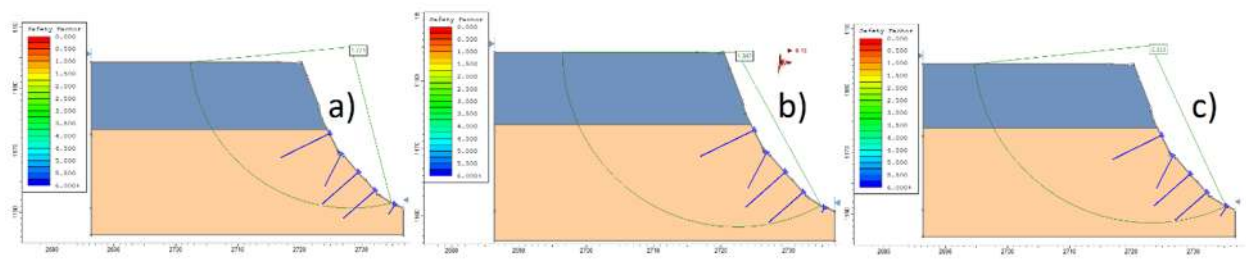


Figura 6.53. Modelos del perfil 0+080 sin aplicar una acción externa a), aplicando un análisis sísmico b) y con una infiltración a 9 días c).

El tercer perfil, 0+120, está constituida por dos estratos, en la parte inferior del talud se tiene suelo con un espesor de 9.98 metros y en la parte superior se tiene una roca andesita con espesor

de 16.86 metros. Según lo descrito en el Subcapítulo 6.7 b, se obtuvo un FS de 1.311 en la etapa inicial (sin aplicar ninguna fuerza externa), un FS de 1.070 al aplicar el análisis sísmico y un FS de 1.072 al modelar la infiltración del agua a 9 días de lluvia. Para lo tanto se propuso un sistema de 2 anclas separadas 4 metros en sentido vertical y 1.5 metros en sentido horizontal, estarán compuestas por una varillas de 50 mm de diámetro nominal y un $F_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$; dichas anclas tendrán las siguientes características: las anclas tendrán una dirección normal al talud, el primer anclaje estará ubicado al pie del talud y tendrá una longitud de 4.5 metros y el segundo tendrá una longitud de 3 metros; de esta forma se obtuvo un FS de 1.749 en la etapa inicial (sin aplicar ninguna fuerza externa), un FS de 1.390 al aplicar el análisis sísmico y un FS de 1.352 al modelar la infiltración del agua a 9 días de lluvia, con lo cual el talud se estabilizaría ya que su FS tendría un valor mayor de 1.3, lo anterior se ilustra en la Figura 6.54 a, b y c respectivamente.

En el estrato de suelo se deberá realizar primero un mejoramiento para disminuir su permeabilidad y aumentar su resistencia, lo cual se realizara mediante la inyección de geles sílice, que es una solución acuosa de silicato de sodio con reactivo a base de diesteres metílicos – etílicos y agua, se realizara a cada 1.5 metros sobre dicho estrato.

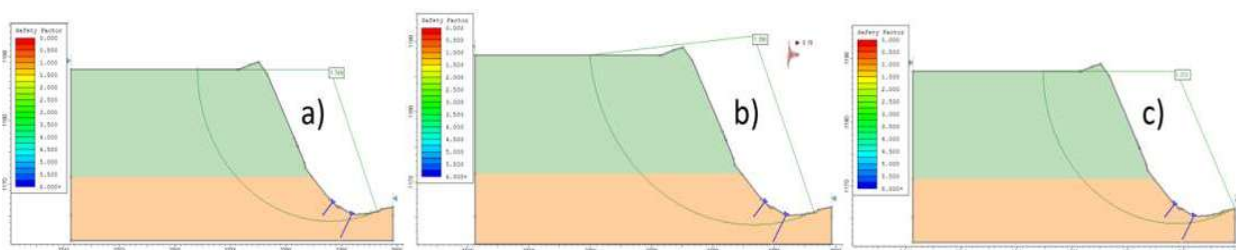


Figura 6.54. Modelos del perfil 0+120 sin aplicar una acción externa a), aplicando un análisis sísmico b) y con una infiltración a 9 días c).

Como se pudo observar fue suficiente con aplicar anclajes en la base del talud, ya que es zona donde se intercepta con mayor facilidad la superficie de falla, por otro lado, para evitar colocar anclajes en exceso se decidió emplear varillas de 50 mm de diámetro nominal con un $F_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$, ya que su resistencia hace que se necesite el empleo de menos anclas. En cada modelo se puede observar como el círculo de falla se profundiza al emplear las anclas, ya que estas estabilizan la zona en que atraviesan y por consiguiente aumentan el FS.

6.9.2 Mecanismo de estabilización para movimientos de rotura en roca

Para el caso de los movimientos de rotura en roca, se realizó el análisis con los software RocPlane, RocTopple y Swedge, según se describió en el Subcapítulo 6.6, donde se determinaron los movimiento de rotura en roca que se pueden presentar de acuerdo a su FS; una vez realizados los análisis se descartó el empleo de muros de gravedad por la restricción de espacio que se tiene en el talud, ya que según los modelos realizados en RocFall, estos muros deben tener de 2.5 a 7

metros de altura con lo cual necesitaría de un espacio más grande del que se cuenta al pie del talud. Por lo descrito anteriormente se propone:

a) Malla Triple Torsión

Se propone implementar malla de triple torsión anclada al talud (Figura 6.55), la cual es una alternativa viable y económica para este tipo de protección, ya que prevé la degradación de las superficies sujetas a derrumbes, evita la caída de bloques de roca protegiendo la vialidad, además de que crea un consolidamiento natural superficial del talud. La malla recomendada para este proyecto es la del tipo triple torsión, empleada para la fabricación de gaviones y para la protección contra desprendimientos y caída de rocas; el alambre será galvanizado reforzado triple de diámetro mínimo de 2.70 mm, la resistencia media a la rotura es de 42 a 52 kg/mm². Para mantenerla en posición se colocarán anclas de varilla corrugada de ½" de diámetro en forma de "T" en la parte superior y a una profundidad de 1.00m de, ahogadas con cemento-arena en los barrenos previamente hechos. En la superficie del talud, se colocarán anclas de varilla corrugada de ½" en forma de "T" a una profundidad de 1.00m en forma de tresbolillo con separación de 2.00 x 2.00m en ambos sentidos, previo a esto se harán barrenos de 2" de diámetro por medios neumáticos (compresor) y se ahogaran las anclas con cemento-arena con proporción 1:4, vaciadas a los orificios por gravedad, además se utilizará cable de acero de ½" en la parte superior, en la parte inferior se colocará cable de acero de 3/8" (Casas y Fort, 2004). Adicionalmente se podrán colocar drenes transversales de 2" a cada 1.5 metros, intercalados con los anclajes y tendrán una longitud de 10 m e inclinación de 15% para evitar así la presión de poro generada por la infiltración del agua.



Figura 6.55. Colocación y empleo de malla Triple Torsión.

b) Concreto Lanzado

Otro mecanismo para estabilizar los mecanismos de rotura en roca es el empleo de concreto lanzado de 10 cm de espesor, que consiste en una capa de concreto rociado sobre la superficie de

taludes en roca, donde la dosificación del concreto se hace de forma convencional. Dicho mecanismo de estabilización es un tratamiento superficial que evita la meteorización de la roca y su deterioro progresivo y los desprendimientos de fragmentos de pequeña magnitud. También proporciona una cierta resistencia en los bordes exteriores de las discontinuidades que afloran en el talud, lo que aumenta la resistencia del bloque frente al deslizamiento, además aumenta su resistencia al emplearlo en combinaciones con anclajes, como lo sería en este caso.

Para el aumento de la ductilidad y resistencia del concreto lanzado se propone su armado, el cual puede realizarse con malla electro soldada, que se coloca sobre el talud antes de proyectar el concreto (Figura 6.56), o incorporando a la mezcla seca (cemento - pétreo) pequeños trozos de alambre y realizar de esta forma la mezcla del concreto, con lo cual los pequeños trozos de alambre en el concreto aumentarían la ductilidad y resistencia de este. Este último método suele ser más efectivo. En el primer caso debe eliminarse cualquier material suelto de la superficie del talud.

Se implementarán drenajes de 2" a cada 1.5 metros, que eviten las presiones intersticiales elevadas. Para ello se perforan drenes de pequeña longitud que atraviesan la capa del concreto ya endurecido e intercepten las fisuras portadoras de agua.

Si existen materiales de alteración como arcillas o limos en juntas o fallas de la roca deben eliminarse hasta una cierta profundidad antes de proyectar el concreto para lo que se puede emplear aire o agua a presión.



Figura 6.56. Empleo de concreto lanzado armado con malla electro soldada.

7 CONCLUSIONES

Los deslizamientos son uno de los procesos geológicos más destructivos que afectan a los humanos, causando miles de muertes y daño en las propiedades por valor de decenas de billones de dólares cada año (Brabb, 1989); sin embargo, muy pocas personas son conscientes de su importancia. El 90% de las pérdidas por deslizamientos son evitables si el problema se identifica con anterioridad y se toman medidas de prevención o control.

Las zonas montañosas tropicales son muy susceptibles a sufrir problemas de deslizamientos de tierra debido a que generalmente, se reúnen cuatro de los elementos más importantes para su ocurrencia, tales como son la topografía, sismicidad, meteorización y lluvias intensas (Suárez, 1998).

El talud en estudio se modelo de acuerdo a su geometría, características de los materiales que componen el talud y aplicándole los dos fenómenos a los cuales está sujeto, que son los sismos y la precipitación del lugar.

El talud “El Alamo”, tiene una longitud de 146 metros con una altura promedio de 24 metros, y está compuesto por dos estratos, un estrato de roca andesita y otro de brecha volcánica.

Una vez identificados los materiales que componen al talud se realizó la caracterización de cada uno de ellos, obteniéndose para la roca andesita los parámetros descritos en la Tabla 7.1, y para la brecha volcánica los parámetros descritos en la Tabla 7.2.

Andesita					
Prueba	Normativa	Zona			
		I	II	III	IV
γ_d (grs/cm ³)	M-MMP-1-08/03	2.36	2.09	2.42	2.61
Densidad (grs/cm ³)	M-MMP-1-05/03	2.65	2.61	2.63	2.70
Absorción (%)	M-MMP-1-05/03	1.42	1.70	1.12	1.44
Durabilidad (%)	ASTM D4644-04	98.74	98.42	98.78	99.03%
Porosidad (%)	UNE-EN 993-1	0.31	0.47	0.37	0.45%
ϕ_b (°)		40°	54°	43°	52°
Resistencia (MPa)	ASTM D5731-05	133.11	86.46	112.92	185.01

Tabla 7.1. Parámetros de la roca andesita.

Brecha volcánica					
Prueba	Normativa	Zona			
		I	II	III	IV
γ_d (grs/cm ³)	M-MMP-1-08/03	1.88	1.75	1.69	1.71
Densidad (grs/cm ³)	M-MMP-1-05/03	2.04	1.98	1.95	1.95
Absorción (%)	M-MMP-1-05/03	16.56	17.07	17.29	17.38
Durabilidad (%)	ASTM D4644-04	5.02	4.82	4.75	4.71
Porosidad (%)	UNE-EN 993-1	14.62	16.04	15.72	14.23
Resistencia (MPa)	ASTM D5731-05	6.15	4.05	4.18	3.51

Tabla 7.2. Parámetros de la brecha volcánica.

Una vez caracterizados los materiales que componen al talud, se empleó la metodología propuesta por Mendoza et al., (2006), que hace referencia en un análisis cualitativo a la susceptibilidad al deslizamiento, el puntaje que se obtuvo fue de 8.40, que indica que el talud tiene un grado de peligrosidad de 3, lo que representa un peligro moderado al deslizamiento. De igual forma se aplicó un análisis para evaluar la peligrosidad y el riesgo de caídos de bloques en taludes carreteros, el cual se aplicó el método Rockfall Hazard Rating System (RHRS), obteniendo un puntaje de 445, lo que representa que el talud tiene un nivel de riesgo muy elevado, sugiriendo un análisis detallado y una actuación inmediata.

Con los datos de las discontinuidades observadas en campo, se realizó el análisis cinemático, para determinar los tipos de movimientos de rotura en roca que se pudieran presentar en cada zona del talud. Una vez realizado el análisis cinemático, se determinó la clasificación del macizo rocoso de acuerdo al método empírico de Bieniawski (1989), obteniéndose una clasificación promedio de IV, con una puntuación entre 40 y 21 puntos, es decir, un macizo rocoso malo. Ya obtenida la clasificación RMR de Bieniawski y el análisis cinemático, se utilizó la clasificación del macizo rocoso de acuerdo al método empírico de Romana (1997), donde se obtuvo que las zonas más desfavorables son la zona 3 y 7 que se clasifican como tipo IV, lo que significa que se trata de una roca mala e inestable, teniendo juntas o grandes cuñas y se recomienda un tratamiento correctivo; las demás zonas (1,2,4,5,6 y 8) son del tipo III (roca parcialmente estable), donde se presenta la rotura en algunas juntas o muchas cuñas, recomendándose un tratamiento sistemático.

Para la estabilización del mecanismo de falla rotacional se propuso el empleo de anclajes con una cierta geometría y resistencia para aumentar la estabilidad del talud y obtener así un FS mayor de 1.3, para lo cual el talud fue modelado en Slide, donde se tomaron los tres perfiles (0+040, 0+080 y 0+120) con los que se representó los diferentes escenarios del talud, en cada uno de ellos se modeló el efecto de la fuerza sísmica y la influencia del agua infiltrada debido a la precipitación del lugar, para finalmente modelar la acción de los anclajes con distintas longitudes, espaciamiento y resistencia, con lo cual se encontró el caso más viable que logra la estabilización del talud.

En el primer perfil, 0+040, se propuso un sistema de 4 anclajes separados 3.5 metros en sentido vertical y 1.5 metros en sentido horizontal, estarán compuestos por una varillas de 50 mm de

diámetro nominal y un $F_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$; en donde los anclajes tendrán una dirección normal al talud, el primer anclaje estará ubicado en el pie del talud con una longitud de 5.5 metros, el segundo tendrá una longitud de 6.5 metros, el tercero y cuarto tendrán una longitud de 4 metros, según se describe en el subcapítulo 6.9.1.

En el segundo perfil, 0+080, se propuso un sistema de 5 anclajes separados 4 metros en sentido vertical y 1.5 metros en sentido horizontal, estarán compuestos por una varillas de 50 mm de diámetro nominal y un $F_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$; donde los anclajes tendrán una dirección normal al talud, el primer anclaje estará ubicado a 1.5 metros del pie del talud y tendrá una longitud de 1 metro, el segundo tendrá una longitud de 7 metros, el tercero tendrá una longitud de 8 metros, el cuarto tendrá una longitud de 6 metros y el quinto tendrá una longitud de 9 metros, según se describe en el subcapítulo 6.9.1.

En el tercer perfil, 0+120, se propuso un sistema de 2 anclajes separados 4 metros en sentido vertical y 1.5 metros en sentido horizontal, estarán compuestos por una varillas de 50 mm de diámetro nominal y un $F_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$; donde los anclajes tendrán una dirección normal (perpendicular) al talud, el primer anclaje estará ubicado al pie del talud y tendrá una longitud de 4.5 metros y el segundo tendrá una longitud de 3 metros, según se describe en el subcapítulo 6.9.1.

Como se pudo observar fue suficiente con aplicar anclajes en la base del talud, ya que es esta parte donde se intercepta con mayor facilidad la superficie de falla, por otro lado, para evitar colocar anclajes en exceso, se decidió emplear varillas de 50 mm de diámetro nominal con un $F_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$.

Para el caso de los movimientos de rotura en roca, se realizó el análisis con los software RocPlane, RocTopple y Swedge, según se describió en el Subcapítulo 6.6, donde se determinaron los movimiento de rotura en roca que se pueden presentar de acuerdo a su FS; una vez realizados dichos análisis se descartó el empleo de barreras metálicas por la restricción de espacio que se tiene en el talud ya que se necesitaría una longitud libre de 2.5 a 7 metros en dirección perpendicular al talud.

Se llegó a la conclusión de implementar una malla de triple torsión anclada al talud, ya que prevé la degradación de las superficies sujetas a derrumbes, evita la caída de bloques de roca protegiendo la vialidad, además de que crea un consolidamiento natural superficial de la pendiente, y se trata de una solución viable y económica. La malla recomendada para este proyecto es la del tipo triple torsión, empleada para la fabricación de gaviones y para la protección contra desprendimientos y caída de rocas; el alambre será galvanizado reforzado triple de diámetro mínimo de 2,70 mm, tendrá una resistencia media a la rotura de 42 a 52 kg/mm^2 . Para mantenerla en posición se colocarán anclas de varilla corrugada de ½" de diámetro en forma de "T" en la parte superior y con profundidad de un 1.00m, ahogadas con cemento-arena en los barrenos previamente hechos. En la superficie del talud, se colocarán anclas de varilla corrugada de ½" en forma de "T" a una profundidad de 1.00m en forma de tresbolillo de 2.00 x 2.00m en ambos sentidos, previo a esto se harán barrenos de 2" de diámetro por medios neumáticos (compresor) y se ahogarán las anclas con cemento-arena con proporción 1:4, vaciadas a los

orificios por gravedad, además se utilizará cable de acero de 1/2" en la parte superior ,y en la parte inferior se colocará cable de acero de 3/8". Adicionalmente se podrán colocar drenes transversales de 2" a cada 1.5 metros, intercalados con los anclajes y tendrán una longitud de 10 m e inclinación de 15% para evitar así la presión de poro generada por la infiltración del agua.

7.1 RECOMENDACIONES

Posterior a la implementación de los métodos de estabilización propuestos se recomienda lo siguiente:

- a) Dar mantenimiento periódico a los drenes colocados a lo largo del talud, para evitar su mal funcionamiento y prever que se pueda generar presión de poro.
- b) Desalojar periódicamente los bloques de roca que se encuentren atrapados en la malla de triple torsión o en la parte inferior del talud.
- c) Reemplazar las franjas de malla de triple torsión que pudieran dañarse con el paso del tiempo, así como sus elementos de anclaje si es necesario.
- d) Realizar un monitoreo de los fragmentos de roca con grandes dimensiones que pudieran desprenderse, para realizar su respectiva estabilización o en caso contrario removerlos antes de que se presente el movimiento de rotura.
- e) En caso de observar un aumento en la erosión del talud, se recomienda utilizar el recubrimiento con concreto lanzado, en el cual se deberá realizar su armado para aumentar su ductilidad y resistencia.

8 BIBLIOGRAFÍA

- Abramson, L.W., Lee T.S., Sharma S. and Boyce G.M., (1995). Slope stability and stabilization methods. Wiley-Interscience.
- American Society for Testing and Materials, C 127-04 Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate.
- American Society for Testing and Materials, D4644-04 Standard Test Method for Slake Durability of Shales and Similar Weak Rocks.
- American Society for Testing and Materials, D5731-05 Standard Test Method for Determination of the Point Load Strength Index of Rock.
- American Society for Testing and Materials (ASTM). "Standard Test Method for Laboratory Compaction Characteristics of Soils Using Standard Effort. D698-91.
- Aristizábal E., Yokota, Shuichiro (2006). Artículo "Geomorfología aplicada a la ocurrencia de deslizamientos en el Valle de Aburra Dyna", Universidad Nacional de Colombia, Medellín, Colombia.
- Asociación Española de Normalización y Certificación (1998). Determinación de los parámetros resistentes al esfuerzo cortante de una muestra de suelo en la caja de corte directo. UNE 103401. Madrid: AENOR.
- Asociación Española de Normalización y Certificación (1996). Métodos de ensayo para productos refractarios conformados densos. Parte 1: Determinación de la densidad aparente, de la porosidad abierta y de la porosidad total. UNE-EN 993-1. Madrid: AENOR.
- Badillo J; Rodríguez R, (2009). Mecánica de suelos tomo 1: Fundamentos de la mecánica de suelos, editorial Limusa.

- Bieniawski, Z.T. (1973). Engineering classification of jointed rock masses. Trans. South Afr. Inst. of Civ. Eng. Vol. 15, N12.
- Budetta, P. (2004). Assessment of rockfall risk along roads. Natural Hazards and Earth Sciences. European Geosciences Union.
- Canada Centre for Mineral and Energy Technology (CANMET, 1977). Pit slope manual.
- Casas B, y Fort J. (2004). Técnicas de estabilización de taludes en el Parque de la Cabecera de Valencia, Ediciones de Horticultura, S.L.
- Clough, R. W. and Woodward, R. J. (1967). "Analysis of embankment stress and deformations", J. Soil Mech. And Found
- Conforth D (2005). Landslides in practice, edit. Wiley.
- Collins, B.D., Znidarcic, D. and Goddery, T., 1997, A New Instructional Geotechnical Centrifuge, Geotechnical News
- Das B. (2001). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, editorial Thomson Learning.
- Fredlund D.G. and Xing A. (1994). Equation for the Soil Water Characteristic Curve. Canadian Geotechnical Journal.
- Fredlund, D.G., and Krahn, J. 1977. Comparison of slope stability methods of analysis. Canadian Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers.
- Gan J. K.M., Fredlund D. G. and Rahardjo H. (1988). Determination of the shear strength parameters of an unsaturated soil using the direct shear test, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 25, No. 8.
- González de Vallejo, L. I., Ferrer M., Ortuño L. y Oteo C. (2002). Ingeniería Geológica. Pearson Education, Madrid.
- Goodman, R.E. and Bray, J.W. (1976). Toppling of Rock Slopes. Proc. Specialty Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes. Boulder, Colorado, ASCE Vol.2.
- Gray, D. H. and Sotir R.B. (1996). Biotechnical and Soil Bioengineering Slope Stabilization: A Practical Guide for Erosion Control. John Wiley and Sons. New York.

- Hoek, E. and Brown, E.T. (1980). *Underground Excavations in Rock*. London: Inst. Min. Metall.
- Hoek, E. 1983. Strength of jointed rock masses, 23rd. Rankine Lecture. *Géotechnique*.
- Instituto Geológico y Minero de España (IGME, 1987). Manual de taludes. Serie Geotecnia.
- Kilburn, C.R.J., Petley, D.N. (2003). Forecasting giant, catastrophic slope collapse: lessons from Vajont, Northern Italy. *Geomorphology*
- Lambe T. (1991). *Mecánica de suelos*, editorial Limusa.
- Lizzi, F. (1985). Micropiling. In S. Thorburn, and J.F. Hutchison (eds), *Underpinning*.
- Mendoza López, M. y Domínguez Morales L. (2006). Estimación del peligro y el riesgo de deslizamientos en laderas. Ramos Radilla, V. (Editor) Centro Nacional de Prevención De Desastres, Guía básica para la elaboración de atlas estatales y municipales de peligros y riesgos, México, D.F.
- Murthy V. (2002). *Geotechnical engineering*, edit. Marcel Dekker.
- Nicholson D. T. and Hencher S. R. (1997). Assessing the potential for deterioration of engineered rock slopes. *Landslides in Research, Theory and Practice (Vol 3)*.
- Pierson, L. A., Davis, S. A., and Van Vickle, R. (1990). Rockfall Hazard Rating System – Implementation Manual, Federal Highway Administration (FHWA), Report FHWAOR-EG-90-01, FHWA, U.S. Dep. of Transp.
- Rius Gibert, J. M. y Aguiló, R. (2013). Aplicación del índice RHRS para la evaluación del riesgo de inestabilidad de taludes en la carretera MA-10 de la sierra de Tramuntana de Mallorca. VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Palma de Mallorca.
- Rocscience Inc. (2014). RockData v5.0- Rock, Soil and Discontinuity Strength Analysis.
- Rocscience Inc. (2014). Dips v6.0 – Graphical and Statistical Analysis of Orientation Data.
- Rocscience Inc. (2014). RockPlane v3.0- Planar Sliding Stability Analysis for Rock Slopes.
- Rocscience Inc. (2014). RockTopple v1.0 – Toppling Stability Analysis.
- Rocscience Inc. (2014). Swedge v6.0 – 3D Surface Wedge Analysis for Slopes.

- Rocscience Inc. (2014). Swedge v6.0 – 2D Limit Equilibrium Slope Stability Analysis.
- Romana M. (1985). New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes. Int. Symp. on the role of rock mechanics ISRM. Zacatecas.
- Sánchez Garibay E. (2015). Análisis geomecánico y aplicación de modelos a taludes de roca andesítica de la antigua carretera de mil cumbres, Morelia-Cd. Hidalgo, tramo km. 29+000 al 30+000. Tesis Maestría. Facultad de Ingeniería Civil, U.M.S.N.H.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2003). M-MMP-1-01/03: Clasificación de fragmentos de roca y suelo. México, D.F.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2003). M-MMP-1-06/03: Granulometría de materiales compactarles para terracerías. México, D.F.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2003). M-MMP-1-07/07: Límites de consistencia. México, D.F.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2003). M-MMP-1-05/03: Densidad relativa y absorción. México, D.F.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2003). M-MMP-1-08/03: Masas volumétricas y coeficientes de variación volumétrica. México, D.F.
- Suárez Díaz, Jaime (2009). Deslizamientos, Análisis geotécnico Vol. 1. Publicaciones UIS, Colombia.
- Suárez Díaz, Jaime (2009). Deslizamientos, Técnicas de remediación Vol. 2. Publicaciones UIS, Colombia.
- Suárez Díaz, Jaime (1998). Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Publicaciones UIS.
- Terzaghi K. (1950). "Mechanics of Landslides", Geological Society of America.
- Transportation Research Board (1996). Landslides Investigation and Mitigation. National Research Council, Special Report 247, Ch. 1, Washington DC, pp. 673.

Varnes, D. J. (1978). Slope movement types and processes. In: Special Report 176: Landslides: Analysis and Control (Eds: Schuster, R. L. & Krizek, R. J.). Transportation and Road Research Board, National Academy of Science, Washington D. C.

Villalaz C (1979), Mecánica de suelos y cimentaciones, edit. Limusa.

Wyllie D., Norrish N (1996). Rock strength properties and their measurements. In: Landslides: investigation and mitigation, Special Report 247. Transportation Research Board, National Research Council, Washington.

ANEXO A

En el Anexo A se presentan los datos obtenidos en campo de las discontinuidades del macizo rocoso del talud “El Alamo” que fueron divididos en ocho zonas.

Datos Generales						
Talud: Los Cantiles 1				Dirección (°) 302°		Fecha: 20/09/2014
Lugar: El Alamo, Charo, Michoacán.				Inclinación 75° (°)		
Intersección	Orientación		Abertura	Rugosidad		Resistencia
N	α	β	A (mm)	Tipo	JRC	Esclerómetro
	(°)	(°)	Tipo		1-20	(Mpa)
Zona I						
1	195	55	4	V	9	133.11
2	276	70	4	V	9	
3	350	88	4	V	9	
4	330	65	4	V	9	
5	190	70	4	V	9	
6	305	50	4	V	9	
7	355	80	4	V	9	
8	253	83	4	V	9	
Zona II						
1	231	82	4	V	9	133.11
2	234	44	4	V	9	
3	202	57	4	V	9	
4	346	78	4	V	9	
5	293	9	4	V	9	
6	284	87	4	V	9	
Zona III						
1	281	11	3	V	9	86.46
2	222	71	3	V	9	
3	221	39	3	V	9	
4	183	88	3	V	9	
5	350	83	3	V	9	
6	280	29	3	V	9	
7	218	43	3	V	9	
8	257	58	3	V	9	
9	325	18	3	V	9	
10	326	66	3	V	9	
11	272	72	3	V	9	

						Zona IV	
1	354	78	3	V	9	86.46	Vegetal
2	245	84	3	V	9		Vegetal
3	240	72	3	V	9		Vegetal
4	215	89	3	V	9		Vegetal
5	199	80	3	V	9		Vegetal
6	202	32	3	V	9		Vegetal
						Zona V	
1	238	47	4	V	9	112.92	Vegetal con roca andesita deteriorada
2	234	57	4	V	9		Vegetal con roca andesita deteriorada
3	324	82	4	V	9		Vegetal con roca andesita deteriorada
4	219	51	4	V	9		Vegetal con roca andesita deteriorada
5	215	79	4	V	9		Vegetal con roca andesita deteriorada
6	208	33	4	V	9		Vegetal con roca andesita deteriorada
						Zona VI	
1	204	84	4	V	9	112.92	Vegetal con roca andesita deteriorada
2	200	45	4	V	9		Vegetal con roca andesita deteriorada
3	185	88	4	V	9		Vegetal con roca andesita deteriorada
4	133	17	4	V	9		Vegetal con roca andesita deteriorada
						Zona VII	
1	194	74	>5	V	9	185.01	Vegetal con roca andesita deteriorada
2	182	81	>5	V	9		Vegetal con roca andesita deteriorada
3	202	66	>5	V	9		Vegetal con roca andesita deteriorada
4	330	68	>5	V	9		Vegetal con roca andesita deteriorada
5	192	79	>5	V	9		Vegetal con roca andesita deteriorada
6	220	48	>5	V	9		Vegetal con roca andesita deteriorada
7	205	71	>5	V	9		Vegetal con roca andesita deteriorada
8	302	69	>5	V	9		Vegetal con roca andesita deteriorada
9	356	72	>5	V	9		Vegetal con roca andesita deteriorada
						Zona VIII	
1	199	56	>5	V	9	185.01	Vegetal con roca andesita deteriorada
2	172	25	>5	V	9		Vegetal con roca andesita deteriorada
3	335	74	>5	V	9		Vegetal con roca andesita deteriorada
4	212	85	>5	V	9		Vegetal con roca andesita deteriorada
5	165	18	>5	V	9		Vegetal con roca andesita deteriorada
6	186	12	>5	V	9		Vegetal con roca andesita deteriorada
7	183	20	>5	V	9		Vegetal con roca andesita deteriorada
8	190	68	>5	V	9		Vegetal con roca andesita deteriorada
9	355	85	>5	V	9		Vegetal con roca andesita deteriorada
10	297	80	>5	V	9		Vegetal con roca andesita deteriorada

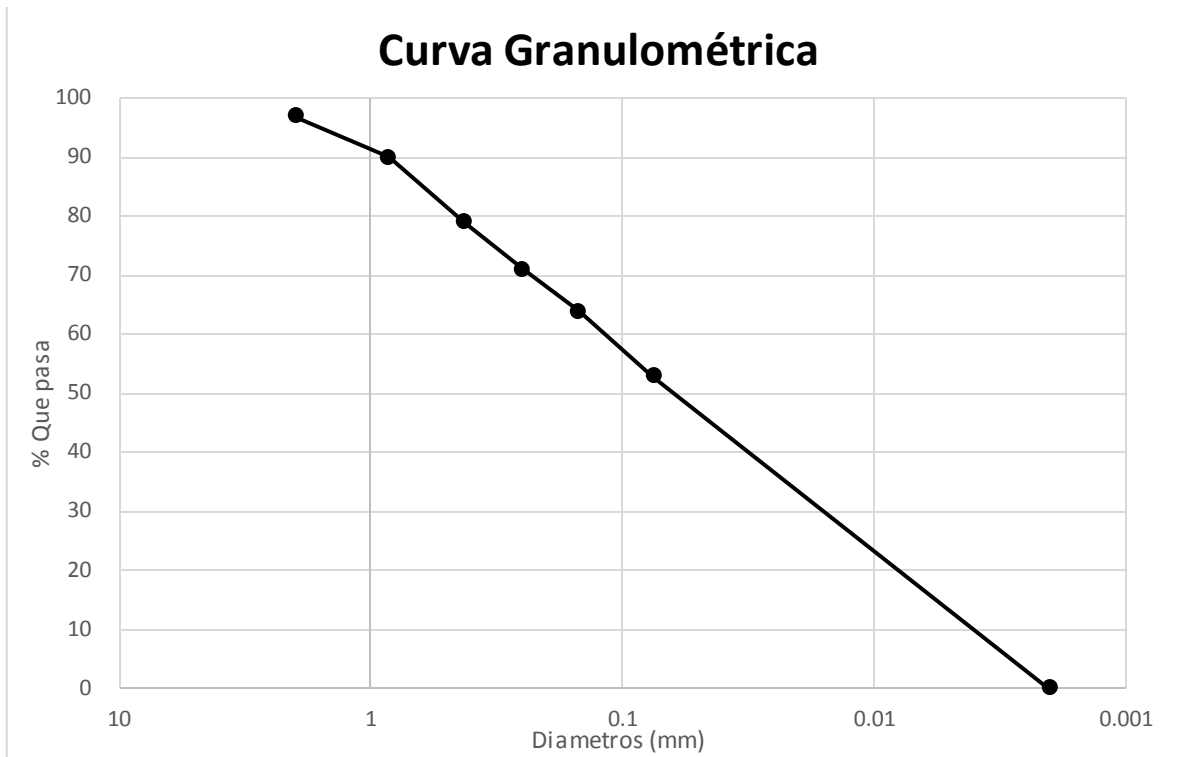
Anexo A1. Datos de las discontinuidades del talud "El Alamo".

ANEXO B

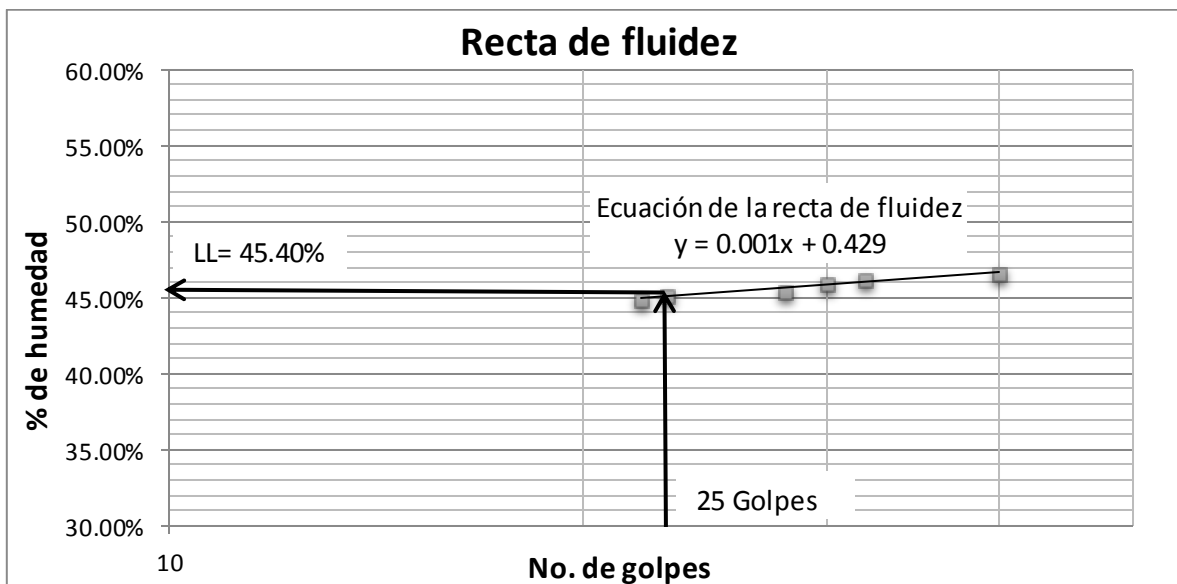
En el presente anexo se muestra la curva granulométrica junto con el formato para su cálculo, y la curva de fluidez del material, parámetros necesarios para la clasificación del suelo.

Material total (grs): 200		% Arenas: 47		
% Gravas: 0		% Suelo fino: 53		
MALLA	Peso retenido (grs)	% Retenido parcial	% Retenido acumulado	% Que pasa
2"	0	0	0	100
1 1/2"	0	0	0	100
1"	0	0	0	100
3/4"	0	0	0	100
3/8"	0	0	0	100
No.4	0	0	0	100
Pasa No.4	200	100	100	0
Suma	200	100	-	-
MALLA	Peso retenido (grs)	% Retenido parcial	% Retenido acumulado	% Que pasa
10	5.5	3	3	97
20	14.7	7	10	90
40	22.5	11	21	79
60	16.8	8	29	71
100	13.2	7	36	64
200	22.2	11	47	53
Pasa No.200	105.1	53	100	0
Suma	200	100	-	-

Anexo B1. Granulometría del talud "El Alamo".



Anexo B2. Curva granulométrica del suelo



Anexo B3. Curva de fluidez del suelo.

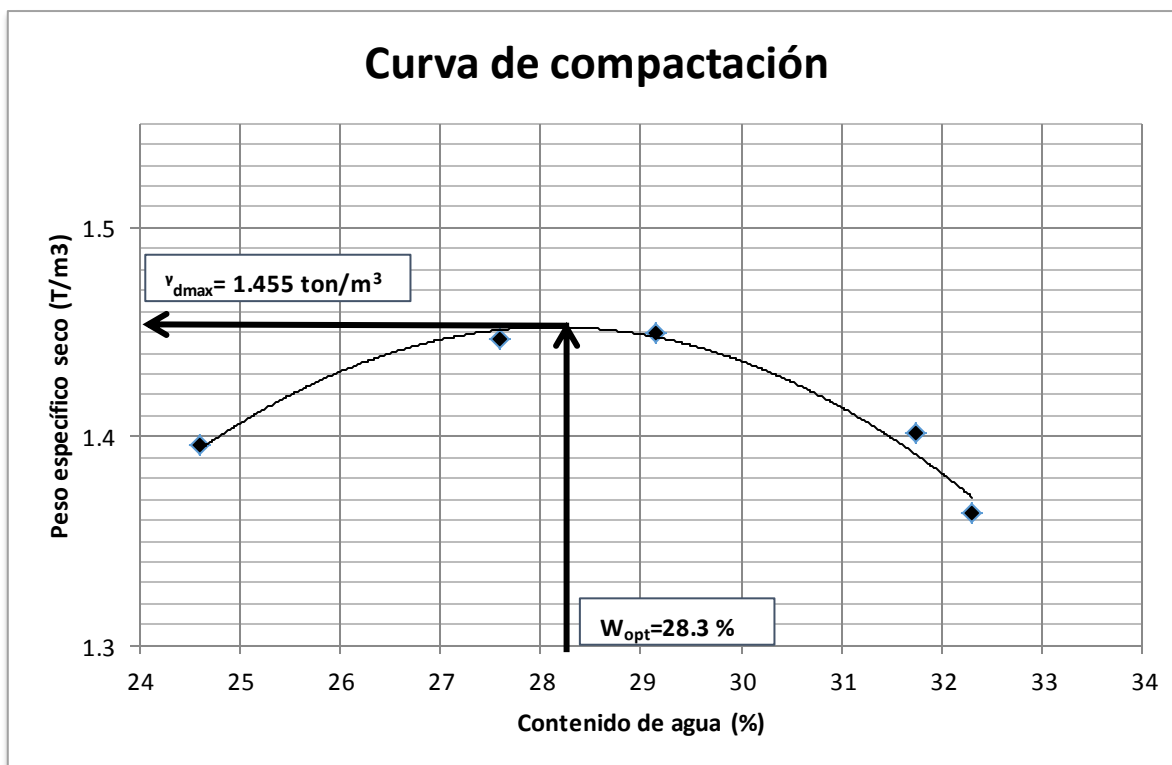
ANEXO C

En este anexo se tienen los datos obtenidos de la prueba Proctor estándar.

Volumen del molde (m ³):	9.3738E-04	Altura de caída (cm):	30.5
Peso del molde (grs):	1970	Peso martillo (grs)	2500
Golpes por capa:	25	No. Capas:	3

Prueba No.	3	4	1	5	2
Peso molde + suelo húmedo (gr)	3600	3700	3725	3700	3660
Peso molde (gr)	1970	1970	1970	1970	1970
Peso suelo húmedo (gr)	1630	1730	1755	1730	1690
Peso específico húmedo (t/m ³)	1.7389	1.8456	1.8722	1.8456	1.8029
Capsula No.	3	4	1	5	2
Peso capsula + suelo húmedo (gr)	341.8	334	334.8	356.5	412
Peso capsula + suelo seco (gr)	300.7	289.7	289.4	303.8	342.9
Peso del agua (gr)	41.1	44.3	45.4	52.7	69.1
Peso capsula (gr)	133.7	129.2	133.7	137.8	129
Peso suelo seco (gr)	167	160.5	155.7	166	213.9
Contenido de agua (%)	24.61	27.60	29.16	31.75	32.30
Peso específico seco (T/m ³)	1.395	1.446	1.450	1.401	1.363

Anexo C1. Formato de cálculo para la prueba Proctor estándar.



Anexo C2. Curva de compactación del suelo.

PRUEBA N°	1	2	3
Matraz N°	2	10	7
W _{fsw} (gr)	706.8	717.5	709.6
Temperatura (°C)	26	26	26.8
W _{fw} (gr)	676.9	688.4	680.1
Capsula de evaporación N°.	3A	A	F
Peso Capsula + muestra seca (gr)	803.9	805.3	703.6
Peso capsula (gr)	758	759.4	657.6
W _s (gr)	45.9	45.9	46
S _s	2.86	2.73	2.79
Promediando las pruebas tenemos:	2.80		

Anexo C3. Formato de cálculo para la prueba de densidad de sólidos.

ANEXO D

En el anexo D se muestran los formatos de cálculo para la prueba de durabilidad.

Id Andesita												
Muestra	W _{inicial} (grs)	W _{1ciclo} (grs)	I _{d1}	W _{2ciclo} (grs)	I _{d2}	W _{3ciclo} (grs)	I _{d3}	W _{4ciclo} (grs)	I _{d4}	W _{5ciclo} (grs)	I _{d5}	Durabilidad
I	470	468.7	99.72%	467.3	99.43%	466.1	99.17%	465	98.94%	464.1	98.74%	Muy alta
II	456	455.7	99.93%	451.6	99.04%	450.6	98.82%	449.8	98.64%	448.8	98.42%	Muy alta
III	485	483.4	99.67%	482.7	99.53%	481.5	99.28%	480.2	99.01%	479.1	98.78%	Muy alta
IV	431.1	429.9	99.72%	429.5	99.63%	428.6	99.42%	427.7	99.21%	426.9	99.03%	Muy alta

Tabla D1. Resultados de la prueba de tilt test para la andesita.

Id Brecha volcánica												
Muestra	W _{inicial} (grs)	W _{1ciclo} (grs)	I _{d1}	W _{2ciclo} (grs)	I _{d2}	W _{3ciclo} (grs)	I _{d3}	W _{4ciclo} (grs)	I _{d4}	W _{5ciclo} (grs)	I _{d5}	Durabilidad
I	490	325.9	66.51%	132.6	27.06%	68.5	13.98%	39.9	8.14%	24.6	5.02%	Muy Baja
II	485	317.6	65.48%	124.4	25.65%	64.2	13.24%	38.1	7.86%	23.4	4.82%	Muy Baja
III	479.7	309.9	64.60%	115.7	24.12%	57.3	11.94%	33.5	6.98%	22.8	4.75%	Muy Baja
IV	465	301.3	64.80%	111.1	23.89%	59.1	12.71%	34.6	7.44%	21.9	4.71%	Muy Baja

Tabla D2. Resultados de la prueba de tilt test para la brecha volcánica.

ANEXO E

En el presente anexo se muestran los formatos de cálculo de la prueba de carga puntual.

Zona No.	Muestra No	W1 (mm)	W2 (mm)	D (mm)	P (N)	Is (MPa)	IS(50) (MPa)	δ_{uc} (MPa)	Promedio δ_{uc} (MPa)
1	1	58.1	54.2	28.1	9351.14	4.7	4.43	78.579	133.11
	2	72.4	73.9	29.5	19164.77	7.0	7.12	126.864	
	3	68.5	54.1	26.1	15099.12	7.4	7.08	124.700	
	4	58.9	66.2	23.7	14398.15	7.6	7.16	124.995	
	5	37.7	39.5	31.1	20847.10	13.6	12.21	218.327	
	6	82.3	68.7	23.9	16781.46	7.3	7.17	125.203	
2	7	64.7	63.6	30.6	20987.30	8.4	8.40	149.950	86.46
	1	69.8	71.1	22.7	9911.92	4.9	4.65	80.782	
	2	66.9	68.2	27.2	6266.85	2.7	2.64	46.666	
	3	70.7	54.9	24.1	7668.80	4.0	3.75	65.623	
	4	47.4	46.7	22.7	8089.38	5.9	5.19	90.146	
	5	50.2	51.3	29.1	11734.45	6.2	5.85	104.101	
3	6	59.8	64.2	27.7	8650.16	4.0	3.84	67.982	112.92
	1	55.4	59.2	26.6	16080.48	8.3	7.83	138.129	
	2	47.7	44.1	39.1	20146.13	8.8	8.64	156.659	
	3	71.6	58.7	34	8089.38	2.9	2.95	53.045	
	4	88.5	96.8	30.4	27015.67	7.5	8.17	145.833	
4	5	53.7	56.9	22.2	7108.02	4.5	4.09	70.939	185.01
	1	47.5	42.5	29.2	21828.47	13.0	11.92	212.059	
	2	52.9	51.3	35.6	24772.56	10.5	10.36	186.957	
	3	49	50.2	39.7	20987.30	8.4	8.38	151.940	
	4	54.2	50.9	36.1	25473.53	10.5	10.46	189.072	
Promedio								129.38	

Anexo E1. Formato de cálculo para la prueba de carga puntual de la andesita.

Zona No.	Muestra No	W1 (mm)	W2 (mm)	D (mm)	P (N)	Is (MPa)	IS(50) (MPa)	δ_{uc} (MPa)	Prom. δ_{uc} (MPa)
1	1	42.8	83.7	44.6	927.83	0.3	0.28	5.07	6.15
	6	46.8	52	40.9	764.36	0.3	0.30	5.43	
	3	60.5	90.3	38.4	1254.78	0.3	0.37	6.73	
	4	53.5	62.1	54.8	1581.73	0.4	0.44	7.38	
2	5	56.5	60.6	56.8	1091.30	0.3	0.29	4.75	4.05
	2	55.5	40.2	34.6	110.46	0.1	0.05	0.91	
	7	50.2	52.9	50.9	927.83	0.3	0.30	5.22	

	8	65.4	39.9	39.2	764.36	0.3	0.29	5.33	
3	9	45.3	47.5	26.4	764.36	0.5	0.44	7.77	4.18
	10	54.3	63.4	23.5	110.46	0.1	0.06	1.01	
	11	43.5	60.4	42.9	927.83	0.3	0.34	6.10	
	12	61.9	59.3	36.1	273.93	0.1	0.10	1.82	
4	13	55.9	58.4	48.3	110.46	0.0	0.03	0.61	3.51
	14	56.5	60.6	56.8	1091.30	0.3	0.29	4.75	
	15	42.9	41.8	42.1	764.36	0.3	0.33	5.98	
	16	50.1	49.2	47.5	437.41	0.1	0.15	2.72	
								Promedio	5.10

Anexo E2 Formato de cálculo para la prueba de carga puntual de la brecha volcánica.

ANEXO F

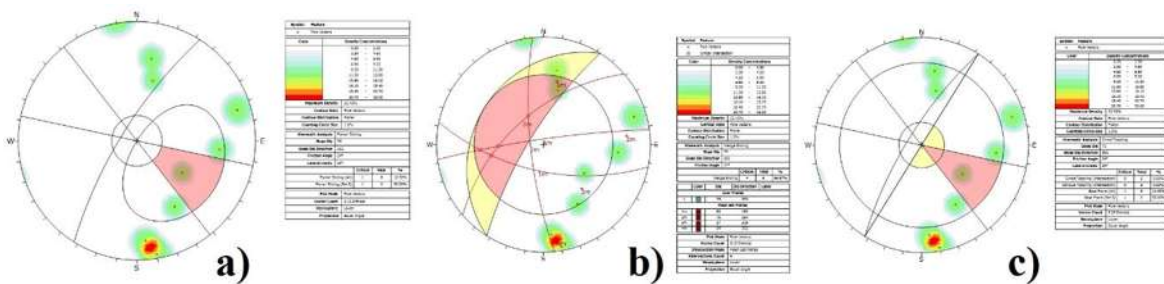
En el presente anexo se muestran los formatos de cálculo de los ensayos con esclerómetro en roca andesítica.

Datos:				
Densidad de la roca (grs/cm3)		2.65		
Densidad de la roca (KN/m3)		25.97		
Promedio valores del esclerómetro		41.37		
Resistencia compresión de la roca (Mpa)		110.00		
Lecturas del Esclerómetro				
Lectura No.	Valor	Lectura No.	Valor	Promedio
1	33	16	42	41
2	34	17	42	
3	34	18	42	
4	36	19	42	
5	36	20	44	
6	37	21	44	
7	38	22	45	
8	38	23	45	
9	38	24	45	
10	39	25	46	
11	39	26	46	
12	40	27	47	

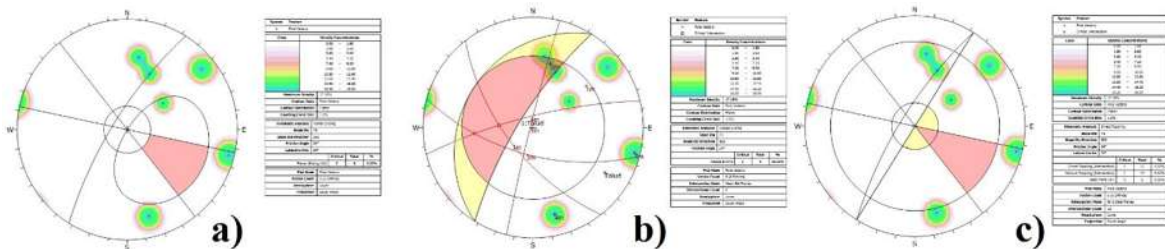
13	40	28	47
14	40	29	50
15	40	30	52

Anexo F1. Formato de cálculo para los ensayos con el esclerómetro de la andesita.

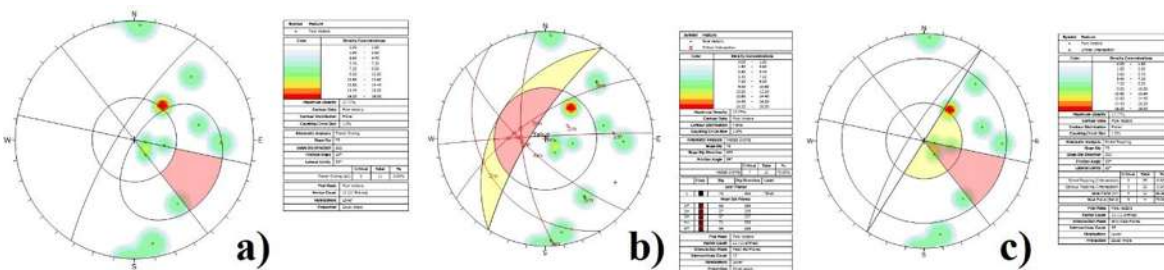
ANEXO G



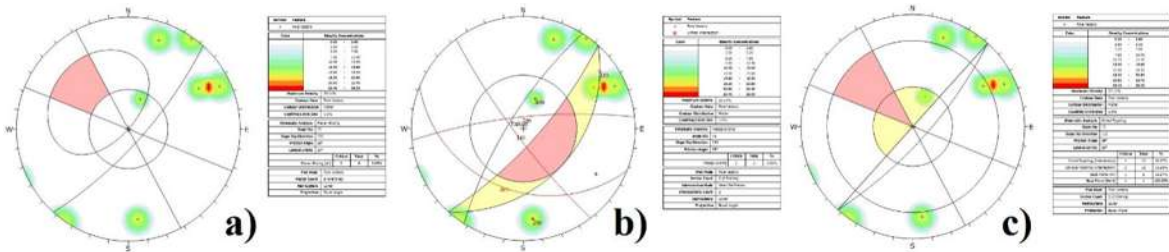
Anexo G1. a), b) y c) Análisis cinemático de la zona 1 para falla planar, de cuña y vuelco respectivamente.



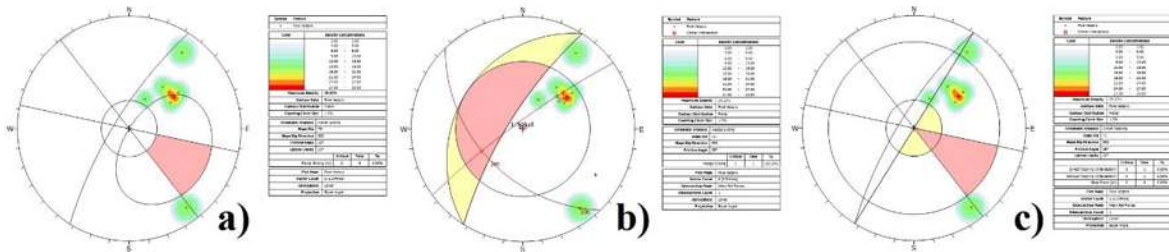
Anexo G2. a), b) y c) Análisis cinemático de la zona 2 para falla planar, de cuña y vuelco respectivamente.



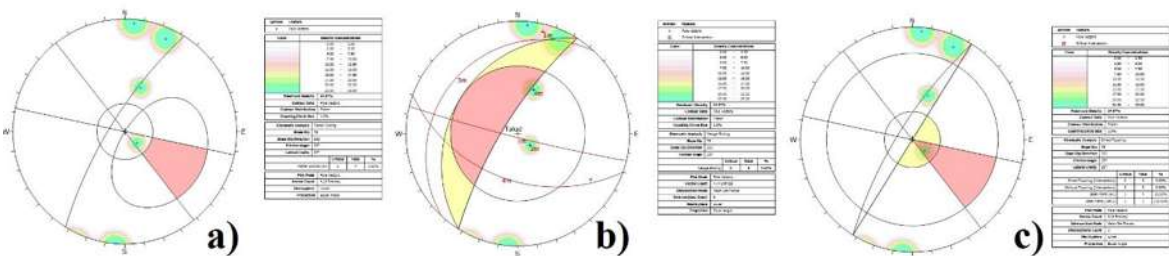
Anexo G3. a), b) y c) Análisis cinemático de la zona 3 para falla planar, de cuña y vuelco respectivamente.



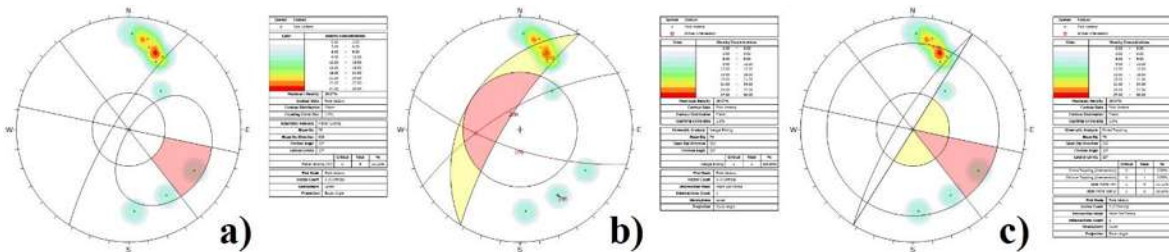
Anexo G4. a), b) y c) Análisis cinemático de la zona 4 para falla planar, de cuña y vuelco respectivamente.



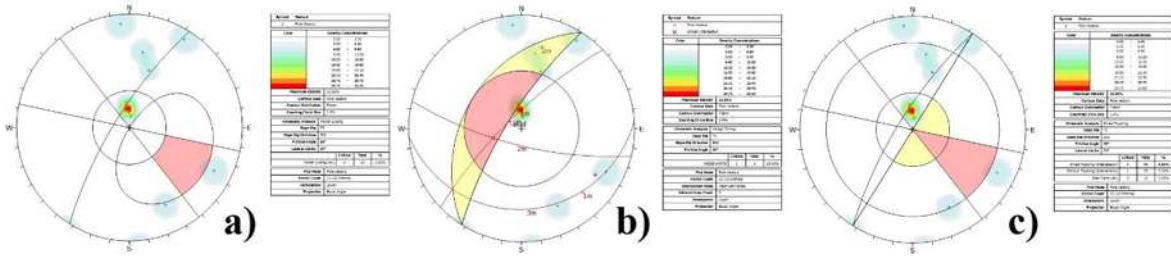
Anexo G5. a), b) y c) Análisis cinemático de la zona 5 para falla planar, de cuña y vuelco respectivamente.



Anexo G6. a), b) y c) Análisis cinemático de la zona 6 para falla planar, de cuña y vuelco respectivamente.

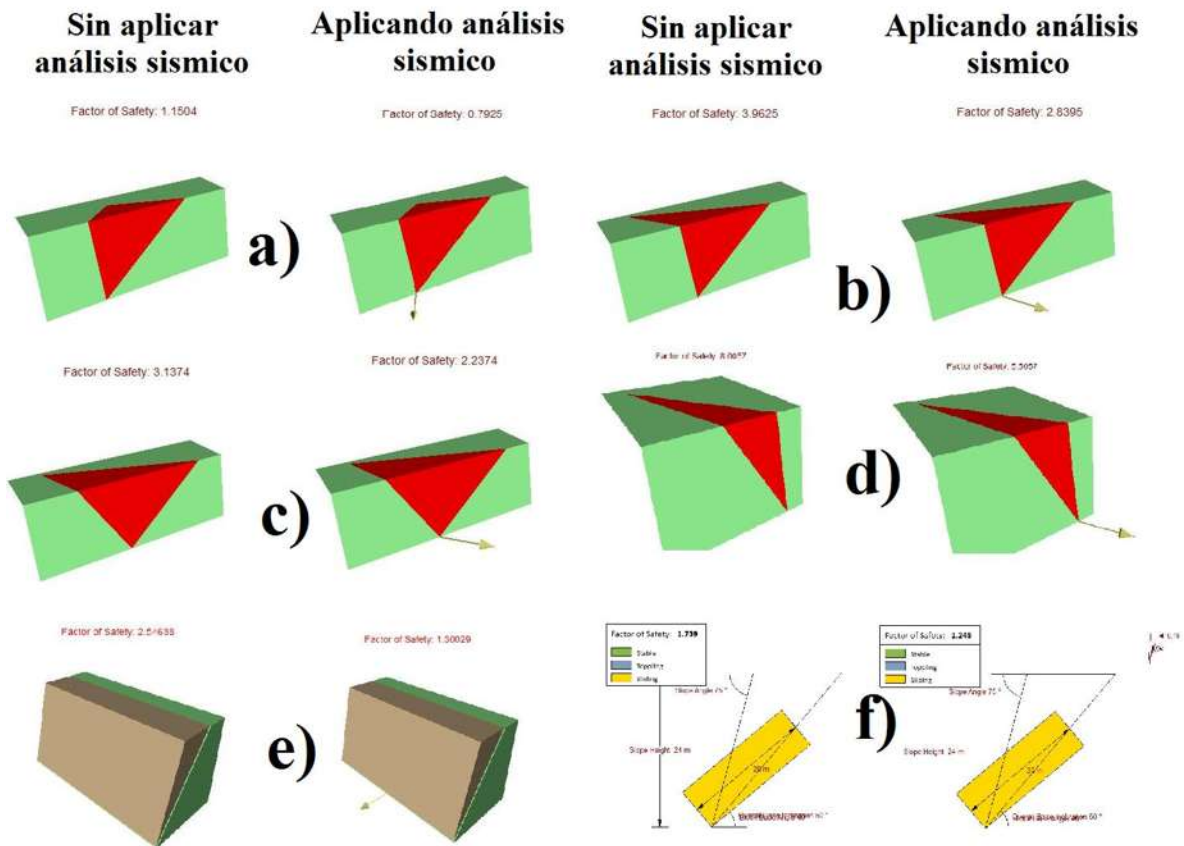


Anexo G7. a), b) y c) Análisis cinemático de la zona 7 para falla planar, de cuña y vuelco respectivamente.

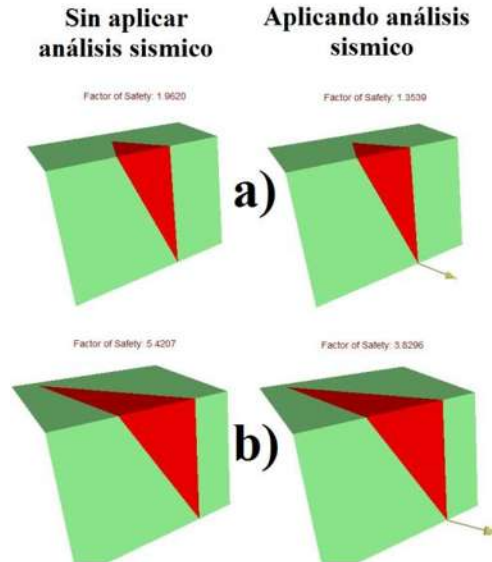


Anexo G8. a), b) y c) Análisis cinemático de la zona 8 para falla planar, de cuña y vuelco respectivamente.

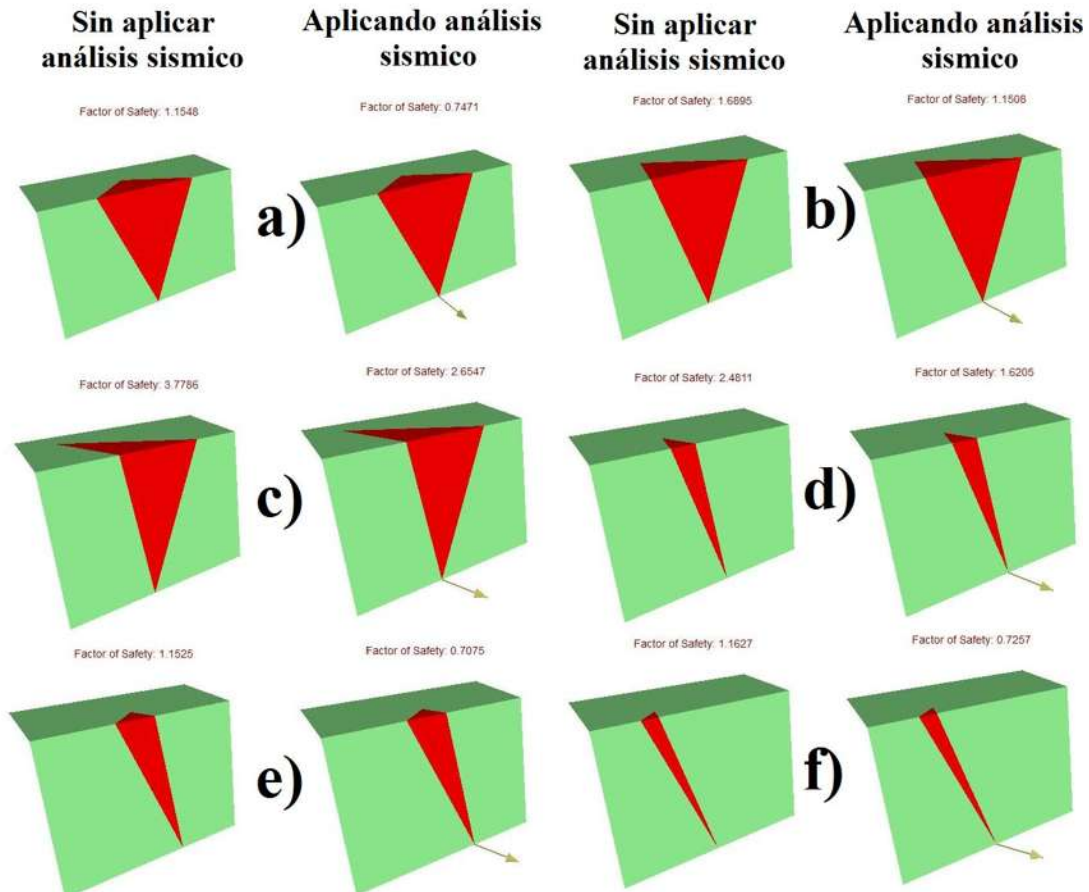
ANEXO H



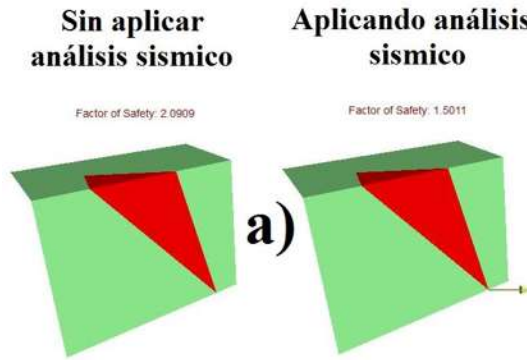
Anexo H1. Modelos de los mecanismos de rotura en roca para la zona 1, a) Z1C1, b) Z1C2, c) Z1C3, d) Z1C4, e) Z1P1, f) Z1V1.



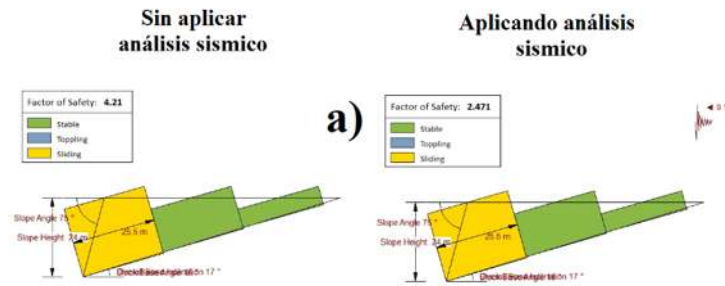
Anexo H2. Modelos de los mecanismos de rotura en roca para la zona 2, a) Z2C1, b) Z2C2.



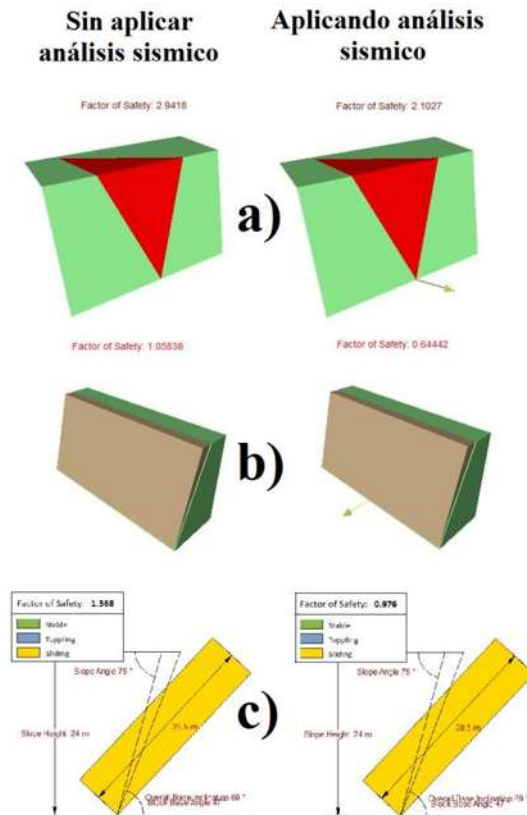
Anexo H3. Modelos de los mecanismos de rotura en roca para la zona 3, a) Z3C1, b) Z3C2, c) Z3C3, d) Z3C4, e) Z3C5, f) Z3C6.



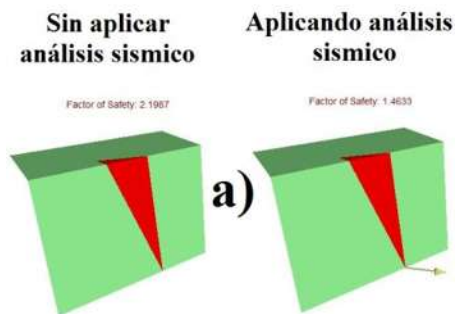
Anexo H4. Modelos de los mecanismos de rotura en roca para la zona 5, a) Z5C1.



Anexo H5. Modelos de los mecanismos de rotura en roca para la zona 6, a) Z6V1.



Anexo H6. Modelos de los mecanismos de rotura en roca para la zona 7, a) Z7C1, b) Z7P1, c) Z7V1.



Anexo H7. Modelos de los mecanismos de rotura en roca para la zona 8, a) Z8C1.